



UNIVERSITETET I AGDER

KONTINUERLIGE BETONGELEMENTBRUER

Virkningen av byggetilstand på konstruktiv oppførsel og dimensjonerende krefter

INGRID HANSEN



VEILEDER

Terje Kanstad
Statens Vegvesen

Universitetet i Agder, [2019]

Fakultet for teknologi og realfag
Institutt for ingeniørvitenskap



Litt generelt (Skal ikke være med i rapporten...).

- **Overskrifter.**
 - Bruk standard overskrifter i word (Overskrift 1, 2, 3)
 - Ikke flere enn tre nivåer av overskrifter.
- **Figurer og tabeller.**
 - Alle figurer, bilder og tabeller skal ha nummer (fig.1.1 til kapittel 1, fig.2.1 til kapittel 2 osv.) og navn.
 - Figurnummeret brukes som referanse til figuren i teksten.
 - Ligninger i teorikapittelet, som brukes i utregninger siden i rapporten, skal nummereres som (1.1), (2.1) osv. Når disse ligningene brukes i utregninger skal det refereres til disse med nummeret.
- **Referanser og fotnoter.**
 - Som en hovedregel skal all referanse gå til referansekapitlet bakerst i rapporten.
 - Men forklaringer av ord og uttrykk i teksten kan stå i en fotnote.
- **Topp- og bunntekst**
 - Mengden av opplysninger i over- og undertekst skal begrenses.
 - I overteksten er det naturlig at det står at det er en bacheloroppgave ved UiA og UiAs logo. Dersom det er mulig kan en kortfattet oppgavetekst stå der (3-4 ord).
 - Sidetallet kan stå øverst eller nederst på siden, sidetall frem til innledning skal være romertall. Vanlig nummerering (fra sidetall 1) fra og med innledning.
- **Generell tekst**
 - Bruk standard Calibri skrifttype, størrelse 11
 - Bruk linjeavstand 1,15

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

1. Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen. ☒
2. Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen:
 - ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands. ☒
 - ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.
 - ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.
 - har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.
 - ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.
3. Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31. ☒
4. Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert. ☒
5. Jeg/vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk. ☒
6. Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider. ☒

Publiseringsavtale

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten (Åndsverkloven. §2).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjennelse.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller tausehetsbelagt/konfidensiell vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

☒ JA ☐ NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?
(Båndleggingsavtale må fylles ut)

☐ JA ☒ NEI

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

☐ JA ☐ NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet?

☐ JA ☒ NEI

(inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13)

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som en del av mastergraden Bygg ved Universitetet i Agder, som ble gjennomført våren 2019.

Gjennom oppgaven har jeg fått muligheten til å tilegne meg ny lærdom både i faget betong og om bruer generelt. Dette har vært en spennende oppgave å jobbe med som har gitt en dypere innsikt i både den teoretiske og mer praktiske siden av konstruksjonsberegninger.

Jeg vil rette en stor takk til veider Terje Kanstad som har vært hovedveileder i denne oppgaven. Hans gode veiledning har vært til stor hjelp under oppgaven. Jeg vil også sende en takk til Statens Vegvesen som har vært ekstern veileder gjennom denne oppgaven.

Summary

The aim of this thesis is to explore what effect the construction state of a continuous prefabricated beam will have on the structural behaviour and design forces. This has been done by analysing Kvellaren bru located in Sandnes, when prefabricated beams are used. The beams referenced in this thesis is based on preapproved prefabricated beams presented in the new manual V426. The beams presented are intended for simply supported beams, whereas the effect of making them continuous has been examined.

The analysis concludes that a continuous beam would be preferable to ensure an economical structure. The deformation of a continuous beam when subjected traffic load is found to be 40 % less, than that of a simply supported beam. The forces affecting the beam elements will be significantly smaller and allow for material savings. Due to the redistribution of the forces, the moments over the supports is found to be critical. Therefore the preapproved beams from the new manual can not be directly transferred to a continuous prefabricated bridge system.

Innholdsfortegnelse

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring.....	i
Publiseringsavtale.....	iii
Forord.....	iv
Summary	v
Innholdsfortegnelse	vi
Figurliste	x
1.1.1 Tabelliste	xii
1. Innledning	1
2. Samfunnsperspektiv	2
3. Teori.....	3
3.1 Standarder og regelverk	3
3.2 Materiale	3
3.2.1 Kryp.....	4
3.3 Betongelementbjelker	6
3.3.1 Historikk til betongelementbjelker.....	6
3.3.2 Håndbok V426	7
3.4 Dataprogram	8
3.4.1 Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	8
3.4.2 Hett'97.....	8
3.5 Elementbruer med flere spenn	8
3.5.1 Kontinuerlig elementbru	9
3.6 Omlagring av moment.....	9
3.7 Laster	14
3.7.1 Egenlaster	14
3.7.2 Trafikklast	14
3.7.3 Vindlast.....	14
3.7.4 Snølast	15
3.7.5 Termiske last.....	15
3.8 Lastkombinasjoner	15
3.8.1 Bruksgrensetilstand	15
3.8.2 Bruddgrensetilstand	15
3.9 Oppspenning	16
3.10 Tap av spennkrefter.....	16
3.10.1 Låsetap	16
3.10.2 Temperaturtap	17
3.10.3 Sammentrykkingstap.....	17
3.10.4 Relaksasjonstap	17

3.10.5	Svinntap	17
3.10.6	Kryptap	17
3.11	Bruddgrensetilstand	17
3.11.1	Oppspenningstilstand	17
3.11.2	Momentkapasitet	18
3.11.3	Skjærkraftkapasitet	20
3.12	Bruksgrensetilstand	21
3.12.1	Spenningstilstand	21
3.12.2	Deformasjon og rotasjon	22
4	Forskerspørsmål	24
4.1	Underspørsmål:	24
4.2	Avgrensninger:	24
5	Case/Materialer	25
5.1	Betongelementbru	25
5.2	Tidsforløp	27
6	Metode	28
6.1	Kvalitativ metode	28
6.1.1	Samtale med bransjen	28
6.2	Laster	28
6.2.1	Egenlast	28
6.2.2	Trafikklast	29
6.2.3	Vindlast	32
6.2.4	Snølast	32
6.2.5	Termisk last	33
6.3	Oppspenning	33
6.4	Tap av spennkraft	34
6.4.1	Låsetap	34
6.4.2	Temperaturtap	34
6.4.3	Sammentrykkingstap	35
6.4.4	Relaksasjonstap	35
6.4.5	Svinntap	36
6.4.6	Kryptap	37
6.5	Omlagring av moment	38
6.6	Lastkombinasjoner	39
6.6.1	Bruddgrense	40
6.6.2	Bruksgrense	40
6.7	Modellering i Robot	41

6.7.1	Samvirkemodell	41
6.7.2	Kontroll av modell	42
6.7.3	Modellering av laster	46
6.8	Bruddgrensetilstand	47
6.8.1	Oppspenningstilstand	48
6.8.2	Momentkapasitet	49
6.8.3	Skjærkraftkapasitet	52
6.9	Brukgrensetilstand	53
6.9.1	Spenningsstilstand	53
6.9.2	Rissing	54
6.9.3	Deformasjon og rotasjon	54
7	Resultat	57
7.1	Karakteristiske laster	57
7.2	Tap av spennkraft	57
7.3	Omlagring av moment	58
7.4	Dimensjonerende krefter	58
7.4.1	Bruddgrensetilstand	58
7.4.2	Brukgrensetilstand	59
7.5	Bruddgrensetilstand	60
7.5.1	Oppspenningstilstand	60
7.5.2	Momentkapasitet	61
7.5.3	Skjærkapasitet	63
7.6	Brukgrense	63
7.6.1	Spenningsstilstand	63
7.6.2	Trykktøyningen	64
7.6.3	Rissing	64
7.6.4	Nedbøyning og rotasjon	65
7.7	Nytt tverrsnitt:	65
7.7.1	Nytt tverrsnitt	65
7.7.2	Momentkapasitet	65
7.7.3	Spenninger	66
8	Diskusjon	67
8.1.1	Kvelluren bru prosjektert med betongelementer	67
8.1.2	Bjelkeelement for kontinuerlig bru	68
8.1.3	Omlagring av moment	68
8.1.4	Deformasjon av bjelker	69
8.1.5	Kontinuerlige betongelementer i bransjen	69

9	Konklusjon	71
10	Anbefalinger	72
11	Referanser.....	73
12	Vedlegg	75

Figurliste

Figur 3-1 Bilineær spennings- tøyningssammenheng [11]	3
Figur 3-2 Tøyningsutviklingens avhengig av spenningsnivå [12]	4
Figur 3-3 Tidligere tverrsnitt på betongelementbjelker, NIB- og NOB-bjelker [13]	7
Figur 3-4 Tidligere betongelementbjelker, MOT- og PLA elementer [14]	7
Figur 3-5 Brotverrsnitt med NTB- og KTB-elementer [9]	7
Figur 3-7 Flerfelts elementbru, kontinuerlig [10]	9
Figur 3-8 Omlagring av moment - Tidsskjema [10]	9
Figur 3-9 Omlagring av moment – Primær egenlast	10
Figur 3-10 Omlagring av moment – Sekundære egenlast	11
Figur 3-11 Omlagring av moment - Spennkrefter	12
Figur 3-12 Omlagring av moment - Svinn	13
Figur 3-13 Temperaturlastpåkjenning [18]	15
Figur 3-14 Oppspenningsbenk [12]	16
Figur 3-15 Spennkraft som ytre kraft [12]	18
Figur 3-16 Spennkraft som indre kraft [12]	19
Figur 3-17 Tøyninger i tverrsnittet [12]	20
Figur 3-18 Sjøkapasitet - fagverksmodell [7]	21
Figur 3-19 Deformasjonsutvikling i bjelkeelement [9]	22
Figur 3-20 Deformasjon fra trafikklast	23
Figur 5-1 Kvelluren bru	25
Figur 5-2 Kvelluren bru veibane med NTB- og KTB-bjelker [9]	25
Figur 5-3 Antall spenntau, lengde og bjelketype [9]	26
Figur 6-1 Utforming av trafikklasser i feltet for LM1 [9]	30
Figur 6-2 Utforming av aksellast fra LM2 [11]	30
Figur 6-3 Temperaturutvikling i bjelke over 7 dager	35
Figur 6-4 Betongsvinnets påvirkning på spennsarmering	36
Figur 6-5 Tøyningsutvikling for element med påstøpt dekke	37
Figur 6-6 Illustrasjon av brutverrsnitt modellert i Robot	41
Figur 6-7 NTB: Originalt bjelketverrsnitt – Forenklet bjelketverrsnitt – Modellert samvirketverrsnitt	41
Figur 6-8 KTB: Originalt bjelketverrsnitt – Forenklet bjelketverrsnitt – Modellert samvirketverrsnitt	42
Figur 6-9 Nedbøyning i midtspenn av modellert dekke med uendelig stivhet	42
Figur 6-10 Nedbøyning i midtspenn av modellert dekke uten stivhet	43
Figur 6-11 Nedbøyning i midtspenn av modellert dekke med modellert stivhet	43
Figur 6-12 Reaksjonskraft ved opplegg for modellert dekke med uendelig stivhet	43
Figur 6-13 Reaksjonskrefter ved opplegg for modellert dekke uten stivhet	44
Figur 6-14 Reaksjonskrefter ved opplegg for modellert dekke med modellert stivhet	44
Figur 6-15 Reaksjonskrefter på bjelke belastet med en jevnt fordelt last	45
Figur 6-16 Reaksjonskrefter på bru modellert med elementer	45
Figur 6-17 Reaksjonskrefter på bru med begrenset bevegelse i ytterbjelke	45
Figur 6-18 Eksempel på momentreaksjon for bevegelig last kjørt over konstruksjonen	46
Figur 6-19 Eksempel på plassering av trafikklasser i henhold til LM1	47
Figur 6-20 Termisk last fra kombinasjon 7 på kontinuerlig burmodell	47
Figur 6-21 Last og bjelketøyninger ved kontrollpunkt under oppspenningstilstand	48
Figur 6-22 Krefter ved momentkontroll av bjelke med trykk i overkant	49
Figur 6-23 NTB Samvirketverrsnitt: Krefter og tøyninger ved trykk i overkant	50
Figur 6-24 Samvirkebjelke med trykk i bunn - krefter og tøyninger ved ulike kontrolltidspunkt	52
Figur 6-25 Spenninger i NTB-bjelketverrsnitt	53
Figur 6-26 Fritt opplagt – deformasjon ved fordelt last på ett felt	54
Figur 6-27 Kontinuerlig bjelke – deformasjon ved fordelt last på ett felt	55
Figur 6-28 Moment på kontinuerlig bjelke fra last, enhetslast og enhetsmoment	55

Figur 7-1 Omlagring av støttemoment.....	58
Figur 7-2 NTB-bjelke: Oppspenningstilstand.....	60
Figur 7-3 KTB-bjelke: Oppspenningstilstand	61
Figur 7-4 NTB: Kapasitet for samvirkebjelke ved trykk i underkant.....	62
Figur 7-5 KTB: Kapasitet for samvirkebjelke ved trykk i underkant	62
Figur 7-6 Lastutvikling over tid sammenliknet med N-M diagram for samvirkebjelker.....	62
Figur 7-7 Nytt tverrsnitt av NTB-bjelke	65
Figur 7-8 N-M diagram for ny NTB-samvirkebjelke.....	66
Figur 7-9 Oppspenningstilstand for ny NTB-bjelke.....	66
Figur 8-1 Deformasjon ved karakteristisk trafikklast for ulike innspenninger	69

1.1 Tabelliste

Tabell 1 - Materialdata for platedekke [10]	26
Tabell 2 - Materialdata for bjelkeelementer [10].....	27
Tabell 3 - Materialdata for spennarmering [10].....	27
Tabell 4 - Materialdata for slakkarmering [10].....	27
Tabell 5 – Minimumskrav til slitelagets egenlast [8]	28
Tabell 6 - Føringsbredde for trafikklaster [11]	29
Tabell 7 - Plassering av trafikklaster [11].....	29
Tabell 8 - Utforming av trafikklaster fra lastmodell 3	31
Tabell 9 - Lastkombinasjoner for trafikklaster [11]	31
Tabell 10 - Kombinasjoner for temperaturlast.....	33
Tabell 11 – Kombinasjonsfaktor for bruer.....	39
Tabell 12 - Lastfaktorer for ULS – STR [5]	40
Tabell 13 - Lastfaktorer for SLS [5]	40
Tabell 15 Karakteristisk skjær- og momentkraft for kontinuerlige brubjelker	57
Tabell 16 Karakteristisk skjær- og momentkraft for fritt opplagte brubjelker.....	57
Tabell 17 Tap av spennkraft etter kapping (3 dager)	57
Tabell 18 Tap av spennkraft etter 100 år	57
Tabell 19 Omlagringsmoment M_s ved ulike betraktningstidspunkt.....	58
Tabell 20 Dimensjonerende krefter ved 3 døgn (ULS)	58
Tabell 21 Dimensjonerende krefter ved 28 døgn (ULS)	59
Tabell 22 Dimensjonerende krefter ved 56 døgn (ULS)	59
Tabell 23 Dimensjonerende krefter ved 1 år (ULS)	59
Tabell 24 Dimensjonerende krefter ved 100 år (ULS)	59
Tabell 25 Dimensjonerende krefter ved 3 døgn (SLS)	59
Tabell 26 Dimensjonerende krefter ved 28 døgn (SLS)	59
Tabell 27 Dimensjonerende krefter ved 56 døgn (SLS)	59
Tabell 28 Dimensjonerende krefter ved 1 år (SLS).....	60
Tabell 29 Dimensjonerende krefter ved 100 år (SLS).....	60
Tabell 30 Kapasitetskontroll for bjelke i felt.....	61
Tabell 31 Kapasitetskontroll for samvirke-bjelke i felt.....	61
Tabell 32 Skjærkapasitetskontroll av bjelke	63
Tabell 33 Skjærkapasitetskontroll av samvirkebjelke, uarmert	63
Tabell 34 Skjærkapasitetskontroll av samvirkebjelke, armert	63
Tabell 35 Spenningstilstand i over- og underkant ved ulike tidspunkt	63
Tabell 36 KTB: Spenningstilstand i over- og underkant ved ulike tidspunkt	64
Tabell 37 NTB: Kontroll av trykktøyninger	64
Tabell 38 KTB: Kontroll av trykktøyninger.....	64
Tabell 39 Rissing i betongelementbjelker	64
Tabell 40 Sammenlikning av deformasjon i fritt opplagt og kontinuerlig bjelke	65
Tabell 41 Oversikt over endrede verdier.....	65
Tabell 42 Kontroll av momentkapasitet i felt	66
Tabell 43 Spenningskontroll av ny NTB-bjelke ved 56 døgn	66

1. Innledning

På 60 – 80 tallet var prefabrikkerte bruer en revolusjonerende måte bygge bruer på. Disse var spesielt populære ettersom de var svært kost – og tidseffektive. Bruene består av betongelementer som er blitt prefabrikkert før de fraktes til byggeplass, hvor de monteres og dekke støpes på.

I de senere årene har populariteten til elementbruene falt, ettersom det har vært flere problemer knyttet til korrosjon og bestandighet deres. I tillegg til dette har også det estetiske uttrykket gjort at mange velger bort disse prefabrikkerte løsningene. Dette har gjort at svært få bruer som bygges i dag benytter prefabrikkerte elementer.

I håp om å snu denne trenden ble prefabrikkerte bruelementer satt på dagsordenen under Betongindustridagene i januar 2019. Her presenterte blant annet Statens Vegvesen en håndbok for nye prefabrikkerte brubjelker som er forhåndsgodkjente. Elementene presentert i denne veiledningen er blitt utarbeidet i samarbeid med fagfolk fra bransjen. Dette er del av det norske brubjelkeprosjektet, hvor bruelementer oppdateres for gjellende standard [1]. Det ble også understreket under flere av innleggene potensialet for standardisering og effektivisering som ligger i disse bjelkeelementene. I tillegg til dette viste byggeherreselskapet Nye Veier stor interesse for å introdusere flere av disse standardiserte i framtidige prosjekter.

Ettersom fordelene med disse prefabrikkerte betongelementer i bruer er den nye håndboken kun en del av en større satsning på standardiserte bruer. Blant annet ble et utvalg løsninger for prefabrikkerte kulvertelementer lansert i 2016-17. I tillegg til dette er det snakk om en videreutvikling av elementene fra den nye standarden, der de kan ligge kontinuerlig over flere spenn.

I denne oppgaven er det sett nærmere på nettopp dette. Det tas utgangspunkt i den nye håndboken sine normerte bjelkeelementer for å undersøke hvordan elementbjelkene oppfører seg i en kontinuerlig bru.

2. Samfunnsperspektiv

22.04.2016 forpliktet Norge seg til Parisavtalen, hvor ett av målene for landet er å redusere utslipp av klimagasser med 40% innen 2013 [2]. For å gjennomføre dette kreves det store tiltak og nytenkning, også innen byggebransjen. Dagens byggebransje står for store utslipp, der sementindustrien alene er ansvarlig for cirka 8% av de globale CO₂ utslippene [3].

Dette er en av grunnene til at interessen rundt betongelementer har blusset opp igjen. Prefabrikkerte elementer trenger generelt sett mindre betong enn tilsvarende elementer som er plasstøpte. Dette skyldes både en optimalisering av elementenes utforming, samt at elementer som produseres under kontrollerte forhold gjør det mulig å sikre en høyere kvalitet på produktet. Utover dette åpner det også for en større grad av gjenbruk av materialet. Dette vil igjen føre til en materialbesparelse og sikre lavere klimagassutslipp.

Elementbruer vil også kunne ha en positiv innvirkning i form av at en slik bru vil gi betraktelig mindre nedetid på veier. Dette skyldes at bjelkene kommer ferdig herdet til byggeplassen, der de kun må monteres på plass. Ettersom elementene støpes innendørs under kontrollerte forhold vil også HMS sikkerheten knyttet til prosessen være betydelig høyere.

Fra en bacheloroppgave utført ved Universitetet i Agder i 2018 er disse forskjellene ved plasstøpt bru kontra prefabrikkert bru undersøkt. I oppgaven ble det anslått at bruk av prefabrikkerte bruer kan gi en tidsbesparelse på opptil 63 %, mens ulykkesrisikoen vil synke betraktelig. Det er kommet fram til at en plasstøpt bru vil ha en ulykkesrisiko som er cirka 33 % høyere enn den ved en prefabrikkert bru [4].

Disse standardiserte elementene åpner altså muligheten for å oppnå en mer produktiv konstruksjonsbransje, med mindre folk på byggeplass, mer kontrollerte forhold og dermed mer forutsigbarhet samt sikkerhet for ansatte.

3. Teori

3.1 Standarder og regelverk

Eurokode er en serie standarder som er gjellende for de europeiske landene. Disse benyttes ved prosjektering, samt dokumentering av konstruksjoner. Parametere og bestemmelser som er særegne for landet blir omtalt i nasjonale tillegg som følger med Eurokodene. Under vises en liste for de Eurokodene som er relevante for konstruksjon av en betongbru.

- Eurokode 0 – NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (EK0) [5]
- Eurokode 1 – NS-EN 1991 Lastar på konstruksjoner (EK1) [6]
- Eurokode 2 – NS-EN 1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner (EK2) [7]

Statens Vegvesen har egne håndbøker som benyttes under prosjektering av bruer som skal bygges langs norske veier. Disse deles inn i normaler, veiledninger og retningslinjer. De som er relevante for prosjektering av betongelementbru er listet opp under.

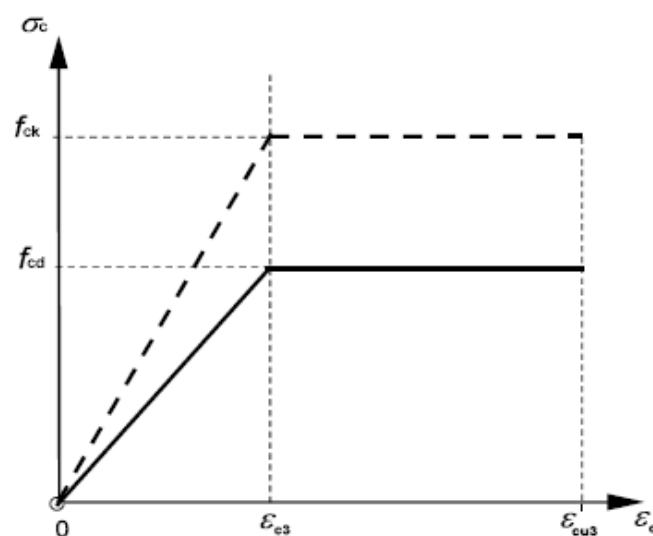
- Håndbok N400 Bruprosjektering (N400) [8]
- Håndbok V426 Prefabrikkerte brubjelker (V426) [9]

Den sistnevnte er ikke publisert per dags dato, men forventes å bli publisert i løpet av våren – sommeren 2019. I tillegg til disse har Norsk Betongforening utgitt to publikasjoner som tar for seg hvordan en elementbru som er kontinuerlig over flere spenn kan beregnes.

- Publikasjon nr. 10 Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-bruer [10]

3.2 Materiale

Betong er et av de mer uforutsigbare byggematerialene, da sammensetningen er kompleks og nær umulig å ha full kontroll over. Dette er grunnet faktorer som tilslagets overflate, betongens omgivelser, fordeling av betong og liknende. Betongen blir derfor målt ut fra egenskaper som betongtrykkfasthet, f_{ck} . Betong som utsettes for trykk vil ha en ikke-lineær oppførsel. Dette kan i henholdt til EK2 ses bort fra, gitt at denne forenklingen er tilsvarende eller mer konservative. Dette gjelder for eksempel bilineær spennings- tøyningssammenheng, som vil være en forenkling de faktiske spennings-tøyningssammenhengene [7].



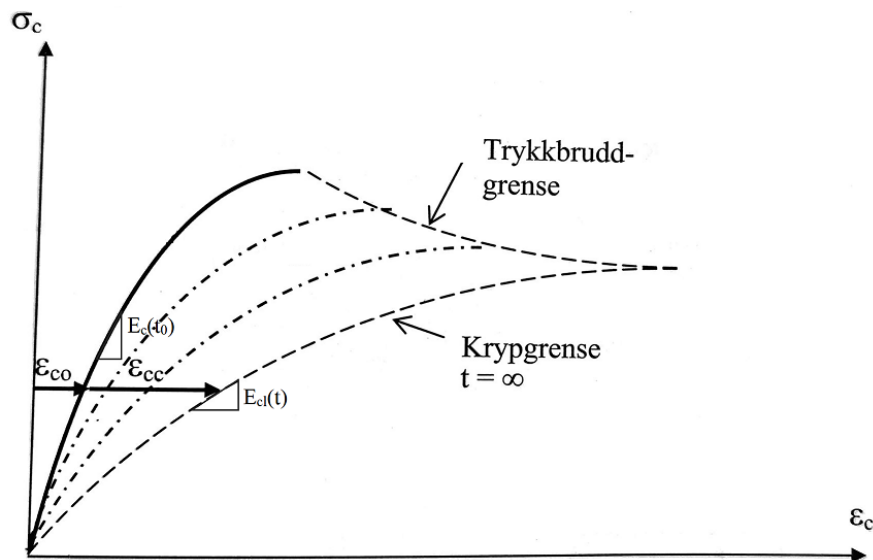
Figur 3-1 Bilineær spennings- tøyningssammenheng [11]

Armering er et essensielt element i de fleste betongkonstruksjoner, da betong ofte kan ansees som et trykkmateriale. Betong har svært høy trykkfasthet, spesielt sammenliknet med dens strekkfasthet. For å veie opp for dette armeres betongen med armeringsstål. Spenning-tøynings sammenhengen til stål sikrer at betongen kan bli utsatt for strekkrefter. Disse kreftene vil bli tatt opp i armeringen som har langt høyere strekkfasthet, gitt at betongen har herdet og hefte mellom betong og stål er godt nok.

Det kan benyttes to ulike typer armering; kam- eller trådstål. Den førstnevnte viser normalt til slakkarmering, mens den andre viser til spennarmering. Spennarmeringen, til forskjell fra slakkarmering, er gjerne satt sammen av flere tråder med høy fasthet. Dette skyldes at stålet skal spennes opp for å påføre betongen en ønsket kraft [7].

3.2.1 Kryp

Betong som er utsatt for en trykkraft over lengre tid vil utvikle kryptøyning. Denne tøyningen viser til en sammentrykking av materialet og kan beskrives ved gitt spenning-tøyningsforhold. Etter hvert som tøyningen øker, vil betongspenningen synke.



Figur 3-2 Tøyningsutviklingens avhengig av spenningsnivå [12]

Betongtøyningen for et gitt tidspunkt kan beskrives ved

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c0} + \varepsilon_{cc} \quad (3.1)$$

der

ε_{c0} er den initiale tøyningen gitt ved $\sigma_c / E_c(t_0)$

er kryptøyning gitt ved $\frac{\sigma_c}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0)$

Denne likningen kan igjen omformuleres til:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c}{E_c(t_0)} \left(1 + \frac{E_c(t_0)}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \right) = \frac{\sigma_c}{E_{cl}} \quad (3.2)$$

Ved å omskrive denne med hensyn på langtids E-modulen E_{cl} kan likningen skrives

$$E_{cl} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \frac{E_c(t_0)}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (3.2)$$

E-modulen $E_c(t_0)$ viser til spenning-tøyningsforholdet når lasten påføres. Påføres denne før 28 dager vil betongen ikke ha oppnådd full trykkfasthet. Trykkfastheten for et gitt tidspunkt i henhold til EK2 kan da beskrives ved likning

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (3.3)$$

der

$f_{cm}(t)$ er middelerdi for trykkfastheten etter t døgn

f_{cm} er middelerdi for trykkfasthet ved 28 døgn i henhold til EK2

$\beta_{cc}(t)$ er koeffisient avhengig av tiden t og sementtypen s

$$\beta_{cc}(t) = e^{s\left(1-\sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (3.4)$$

der

S = 0.2 forrapid høyfast sement (Klasse R)

S = 0.25 for høyfast sement (Klasse N)

S = 0.38 for standard sement (Klasse S)

I EK2 bestemmes E-modulen ved alder $t < 28$ døgn ved

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0.3} \cdot E_{cm} \quad (3.5)$$

Ut fra dette kan $E_c(t_0)$ beskrives

$$E_c(t_0) = \beta_{cc}^{0.3} \cdot E_{cm} \quad (3.6)$$

Dette gir da langtids E-modulen

$$E_{cl} = \frac{\beta_{cc}^{0.3} \cdot E_{cm}}{1 + \beta_{cc}^{0.3} \cdot \varphi(t, t_0)} \cong \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (3.7)$$

Normal praksis er å forenkle likningen for denne langtids E-modulen, der koeffisienten som tar hensyn til en lavere trykkfasthet enn middelerdien ved 28 døgn blir att til 1. Under vises et eksempel på hvordan dette påvirker E-modulen. Det tas utgangspunkt i sement klasse R, og last som påføres etter 3 døgn og 28 døgn ($\beta_{cc}^{0.3} = 1$).

Beregning av forenklet og korrigeret E-modul vises under.

Belastingstidspunkt 3 døgn	$t_3 := 3$
Koeffisient basert på herdeutvikling	$\beta_{cc} := e^{k \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_3}}\right)} = 0.663$
Korrigert E-modul	$E_{cl.1} := \beta_{cc}^{0.3} \cdot \frac{E_{cm}}{1 + \beta_{cc}^{0.3} \cdot \varphi_{t,t01.NTB}} = \begin{pmatrix} 33.592 \\ 20.112 \\ 18.393 \\ 14.711 \\ 12.676 \end{pmatrix} \text{ GPa}$
Forenklet E-modul	$E_{cl.2} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t,t01.NTB}} = \begin{pmatrix} 38 \\ 21.613 \\ 19.64 \\ 15.498 \\ 13.256 \end{pmatrix} \cdot \text{GPa}$

I eksempelet over er E_{cl} betraktet ved tidspunktene 3døgn, 28 døgn, 56 døgn, 1 år og 100 år, basert på at de ble belastet etter 3 døgn. Som det kommer fram fra eksempelet er differansen mellom svarene svært liten, og vil fortsette og minke med tiden. Det kan derfor anslås at dette er en god tilnærming.

Kryptallet som benyttes for å finne E-modulen til et gitt tidspunkt beskrives i EK2 Tillegg B. Denne uttrykkes formelen;

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.8)$$

der

φ_0 er det normerte kryptallet

$\beta_c(t, t_0)$ er faktoren som beskriver kryptutviklingen i forhold til tid etter belastning

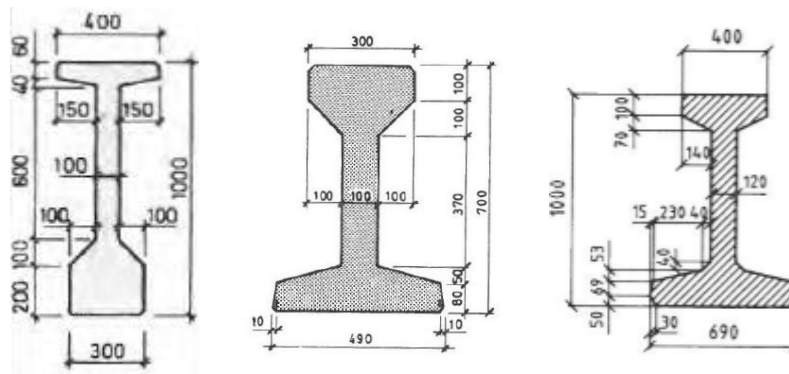
3.3 Betongelementbjelker

På 1960-tallet og utover de neste par tiårene ble mange bruer bygget av betongelementer. For å forenkle prosjekteringen av disse bruene har det blitt utviklet og revidert flere ulike normerte elementtverrsnitt.

3.3.1 Historikk til betongelementbjelker

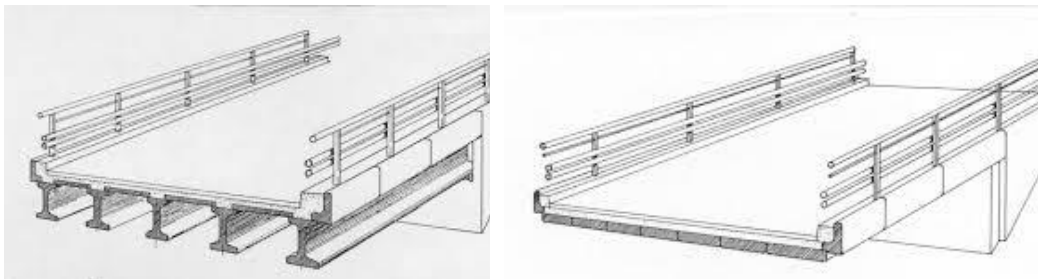
De første elementene ble utviklet av Norsk Betongforenings Brukomite i 1967. Elementene, som var spennarmerte I-bjelker. De ble kjent som NIB bjelker og spente mellom 14-30 meter.. Siden kom den omvendte T-bjelken NOB. Denne ble brukt for spenn mellom 5-22meter. Bjelkene ble i 1975 og 1976 standardisert av Vegdirektoratet i Bruhåndboken [10]. Elementene var forbeholdt fritt opplagte bjelker og enkle spenn, hvor bruplatene ble plasstøpt. I 1981 publiserte Norsk Betongforening Publikasjon nr.10 og nr.11, som åpnet opp muligheten for å dimensjonere kontinuerlige NIB- og NOB-bruer. I 1983 ble Håndbok 100 lansert av Vegdirektoratet. Denne nye håndboken inkluderte egne hefter som tok for seg de standardiserte NIB- og NOB-bjelkene. Normerte NOT-bjelker som kom i

1990 viser til omvendte T-bjelker i likhet med NOB-bjolkene. Disse ble utarbeidet for å erstatte NOB bjolkene, som ikke lengre oppfylte kravene til, da, nye NS 3473 [13].



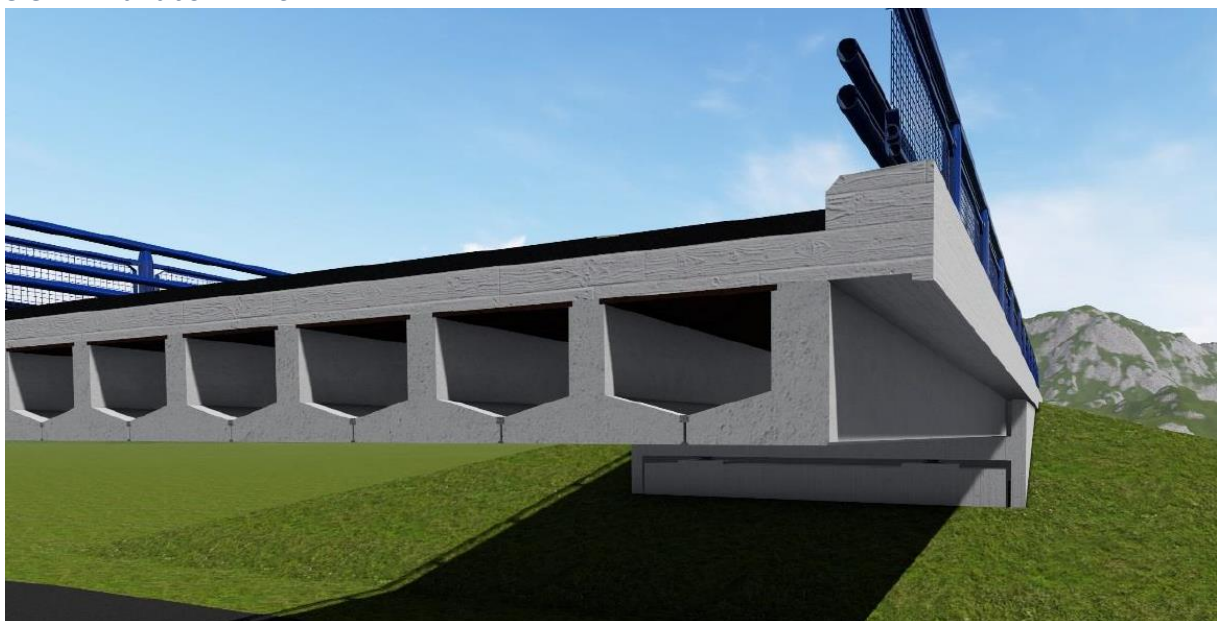
Figur 3-3 Tidligere tverrsnitt på betongelementbjelker, NIB- og NOB-bjelker [13]

I 2002 kom det en ny revisjon av Håndbok 100 hvor MOT- og PLA-elementene ble introdusert. MOT-bjelken er en I-bjelke som ble benyttet for spenn mellom 12-32 meter, mens PLA-elementene ble brukt for mindre spenn på 5-14,5 meter. Disse erstattet tidligere normerte bjelkeelementer. I tillegg til de nye bjelkene ble det presentert en totalløsning med normerte kant- og forskalingselementer. Det var nå mulig bygge uten forskaling på stedet, med unntak av landkar og endeavslutninger [14].



Figur 3-4 Tidligere betongelementbjelker, MOT- og PLA elementer [14]

3.3.2 Håndbok V426



Figur 3-5 Brotversnitt med NTB- og KTB-elementer [9]

I mars 2019 ble Håndbok V426 lansert. Denne tar for seg nye normaliserte betongbjelketverrsnitt som vil være gjellende for nye bruer som skal bygges. NTB bjelken er en normert T-bjelke, mens KTB bjelken viser til kant T-bjelker som er tilhørende NTB bjelkene. Denne nye håndboken ble utarbeidet av Statens Vegvesen i samarbeid med SPENNCON og Betongelementforeningen, og tar for seg fritt opplagte systemer for enkle spenn. Spennene kan variere mellom 12 til 42 meter, og bjelkeavstanden er blitt standardisert til 20 mm. I tillegg til disse elementene er det kommet ny oppdatering til dekketykkelsen, som nå skal være på 240mm [9].

3.4 Dataprogram

3.4.1 Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Dette programmet er et konstruksjonsanalyse-program som leveres av Autodesk. Programmet gjør det mulig å bygge en ønsket konstruksjon, for så å kunne undersøke virkningen av egendefinerte laster. Effekten av den strukturelle belastningen kan også kontrolleres opp mot gjellende regler via BIM verktøy. Programmet har flere ulike analyse modeller tilgjengelig, der FEM analyser kan gjennomføres etter ønske [15].

3.4.2 Hett'97

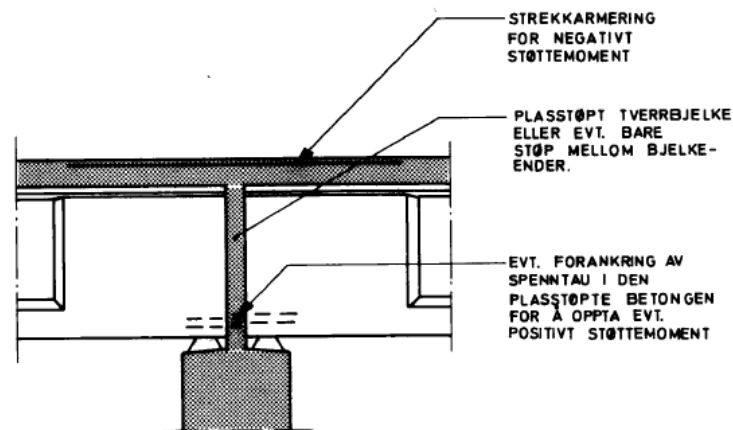
Programmet som leveres av Norcem er et planleggingsverktøy som simulerer fasthet og temperatur til ulike typer betong. Det tas hensyn betongens fasthet, varmeutvikling, dimensjoner og forskaling i analysen som gjennomføres. Videre kan egendefinerte lufttemperaturer, vindforhold og eventuell ekstravarme eller isolering bestemmes. Betongdatabasen som programmet benytter er basert på Statens Vegvesen sin håndbok R762, Presskode 2. Da denne ble oppdatert i 2017 [16].

3.5 Elementbruer med flere spenn

Elementbruer som består av flere spenn kan løses på flere ulike måter. Avhengig av hvilken løsning som velges ved forbindelser over støtter vil det resultere i en varierende grad av kontinuitet for bjelkene. Kontinuiteten avhenger da av hvilken løsning som er valgt for å binde sammen bruelementene. Under nevnes et par ulike løsninger som vil gi ulike lastsystemer, og varierende grad av kontinuitet [10];

- Fritt opplagt bjelke, fuge i bruplatten ved enden av bjelkeelementer
- Fritt opplagt bjelke, kontinuerlig bruplate
- Delvis kontinuerlig, kontinuerlig bruplate og støp mellom bjelkeelementer
- Kontinuerlig bru, kontinuerlig bruplate og støp mellom bjelkeelementer, samt strekkarmet for negative og evt. positive moment over støtte

3.5.1 Kontinuerlig elementbru

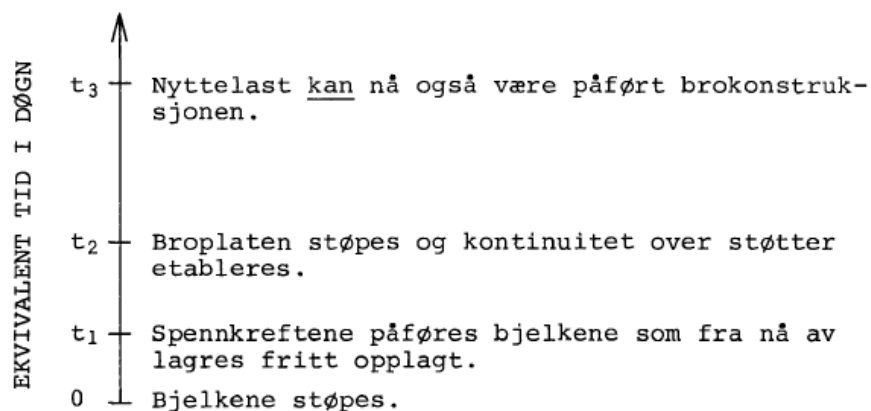


Figur 3-6 Flerfelts elementbru, kontinuerlig [10]

En kontinuerlig betongelementbro oppnås ved å støpe mellom bjelker samtidig som dekket støpes over bjelkeelementene. Samvirket mellom påstøp og bjelker oppstår gradvis ettersom påstøp herder. Dette vil gi en avstivende effekt som fører til at bjelkene nærmer seg fast innspente, og kontinuitet opprettes. Når dette skjer omlagres feltmomentet i bjelker til moment over støtter. Disse momentene over støtter vil kunne sikres ved å plassere armering i skjøteområdet mellom bjelkene.

Med tiden vil deler av støttemomentet føres tilbake til feltet. Dette skjer på grunn av langtids effektene kryp, svinn og relaksasjon som vil påvirke konstruksjonen. Denne langtidsomlagringen vil være en kontinuerlig prosess [10]. Videre i oppgaven refereres denne langridsomlagringen til som omlagringsmomentet M_s .

3.6 Omlagring av moment



Figur 3-7 Omlagring av moment - Tidsskjema [10]

Norsk Betongforenings Publikasjon 10 - Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-bruer presenterer to metoder for å beregne omlagringsmomentet, M_s . Begge disse metodene er basert på samme prinsipp. Etter tidsskjema presentert i Figur 3-8 behandles bjelkene i perioden t_1 til t_2 som fritt opplagte. De kan da rotere fritt. Etter dette opprettes samvirke hvor bjelkene er låst mot videre rotasjon. Det beregnes da støttemomentene som må påføres bjelkeendene for å sikre at

videre rotasjon ved støtter forblir null. Dette er gjort i stedet for å beregne rotasjon og riss ved bjelkeender direkte.

De to ulike metodene som er gitt i publikasjonen deles inn i en forenklet og en mer generell metode. Den forenklete metoden benytter flere tall og parametere som vil være gjellende for NIB- og NOB-bjelkene. Den andre metoden tar for seg rotasjoner i elementbjelker med påstøpt bruplate uavhengig av bjelketypen. Dette gjør at denne metoden kan benyttes for også andre bjelker enn NIB- og NOB-bjelkene. Likningen som benyttes ved den sistnevnte metoden er;

$$M_s = M_{g1} \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa\varphi_2} + M_{(g2+g4)} \cdot \frac{\varphi_2}{1 + \kappa\varphi_2} + (P_I \cdot e'_{u2} - P_{02} \cdot e'_{o2}) \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa\varphi_2} + \Delta P_2 \cdot e'_{u2} + F_{03} \cdot \left(y'_{o2} - \frac{h_p}{2} \right) \cdot \frac{1}{1 + \kappa\varphi_{pl}} \quad (3.9)$$

der

M_{g1} er moment fra bjelkens egenvekt

$M_{(g2+g4)}$ er moment fra dekke og påstøps egenvekt

P_I er spennkraft i underkant av bjelke umiddelbart før samvirke etableres

P_{02} er spennkraft i overkantarmoring med reduksjon for svinn, kryping og relaksasjon

ΔP_2 er endring i spennkraft i underkant av bjelke etter etablert samvirke

F_{03} er kraft for en elastisk tøyning lik svinndifferanse mellom bjelke og påstøp

y'_{o2} er avstand fra overkant av bjelke til armerttyngdepunkt for bjelke med påstøp

h_p er tykkelse på påstøp

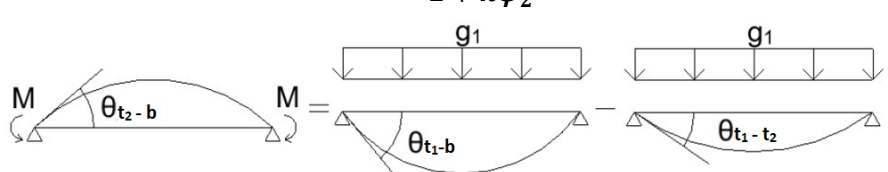
φ_2 er kryptall for bjelke for tidsintervall $t_2 - t_3$ for belastning påført ved t_2

φ'_2 er kryptall for bjelke for tidsintervall $t_2 - t_3$ for belastning påført ved t_1

φ_{pl} er kryptall for plate for tidsintervall $t_2 - t_3$ for belastning påført ved t_2

κ er relaksasjonskoeffisient

Under vises en videre forståelse av likningens oppbygning, da publikasjonen ikke går vider inn på bakgrunnen for denne formelen.

$$M_{g1} \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa\varphi_2} \quad (3.10)$$


Figur 3-8 Omlagring av moment – Primær egenlast

Det første leddet i likningen viser til støttemomentet som må påføres for å motstå rotasjonen som oppstår over tid på grunn av bjelkens egenvekt. Bjelken vil oppføre seg som en fritt opplagt bjelke i perioden $t_1 - t_2$. Når bruplatten så støpes vil det utvikles et samvirke mellom bjelke og plate. Ettersom dekke herder vil platen virke avstivende og låse bevegelser fra bjelkeendene. Den totale rotasjonen som må tilføres for å holde bjelken i ro kan dermed beskrives som rotasjon som oppstår mellom t_1 fram til betraktningstidspunkt minus rotasjon mellom t_1 og t_2 .

Ved å sette opp likevektslikningen for dette fås:

$$\frac{ML}{2 \cdot EI_{t_2-b}} = \frac{g_1 L^3}{24 \cdot EI_{t_1-b}} - \frac{g_1 L^3}{24 \cdot EI_{t_1-t_2}} \quad (3.11)$$

der

g_1 er egenvekten til bjelken

b er betraktningstidspunktet

EI er bøyestivheten

L er bjelkelengden

Denne omformuleres så med hensyn på M :

$$M = \left(\frac{\frac{1}{EI_{t_1-b}} - \frac{1}{EI_{t_1-t_2}}}{\frac{1}{EI_{t_2-b}}} \right) \frac{g_1 L^2}{12} \quad (3.12)$$

Gitt at andre arealmoment ikke endres med tiden kan disse strykes fra likningen, og den effektive E-modulen blir den eneste verdien som vil være tidsavhengig. Som følge av kryp vil denne variere basert på betraktningstidspunktet. Denne effektive E-modulen regnes i henhold til EK2, hvor:

$$E_{cl} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (3.13)$$

der

E_{cm} er sekant E-modul

φ er kryptall

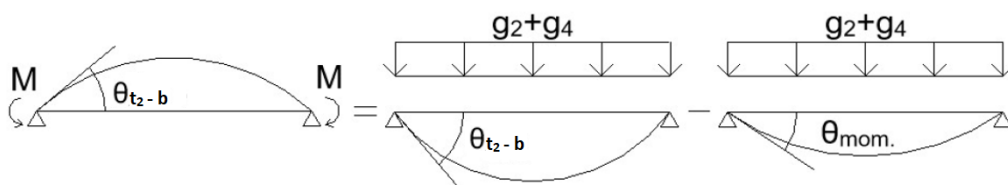
t er betraktningstidspunkt

t_0 er belastningstidspunkt

$$M_1 = \left(\frac{(1 + \varphi(t_b, t_1)) - (1 + \varphi(t_2, t_1))}{1 + \varphi(t_2, t_b)} \right) \frac{g_1 L^2}{12} = \frac{\varphi_{t_1-b} - \varphi_{t_1-t_2}}{1 + \varphi_{t_2-b}} \cdot M_{g1} = M_{g1} \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \varphi_2} \quad (3.14)$$

Når de relevante effektive E-modulene plasseres inn i likningen kommer en så fram til uttrykket som er beskrevet over.

$$M_{(g2+g4)} \cdot \frac{\varphi_2}{1 + \kappa \varphi_2} \quad (3.15)$$



Figur 3-9 Omlagring av moment – Sekundære egenlaster

Ledd nummer to tar for seg påstøpens egenvekt, samt eventuelle andre egenvekter som påføres samvirket. Det antas at rotasjon som oppstår ved bjelkeender som følge av disse, umiddelbart blir

fastlåst. Som i ledd en settes rotasjon som oppstår fra t_1 til betraktningstidspunkt minus den momentane rotasjonen.

Likevektslikningen gir da:

$$\frac{ML}{2 \cdot EI_{t_2-b}} = \frac{(g_2 + g_4)L^3}{24 \cdot EI_{t_2-b}} - \frac{(g_2 + g_4)L^3}{24 \cdot EI} \quad (3.16)$$

der

g_2 er påstøps egenvekt

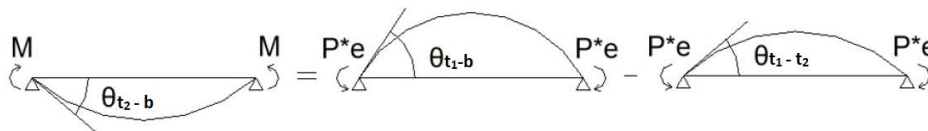
g_4 er andre permanente tilleggslaster som påføres samtidig med bruplaten

Denne løses på samme måte som første leddet, der den løses for M og de tidsavhengige E-modulene tas hensyn til. Vi ender da opp med likningen under:

$$M_2 = \frac{\varphi_{t_2-b}}{1 + \varphi_{t_2-b}} \cdot M_{g_2+g_4} = M_{g_2+g_4} \cdot \frac{\varphi_2}{1 + \varphi_2} \quad (3.17)$$

$$(P_I \cdot e'_{u2} - P_{02} \cdot e'_{o2}) \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa\varphi_2} + \Delta P_2 \cdot e'_{u2} \quad (3.18)$$

De neste to leddene i likningen tar for seg rotasjonen som oppstår som følge av spennkreftene i bjelken. Det tas hensyn til spennarmering i over og underkant. Det første av de to leddene tar ser kun på korttidstapet til spennarmering i underkant, mens i overkant er det også tatt hensyn til langtidstapet. En forklaring på dette kan være at mengden overkantarmoring generelt sett er lang mindre enn underkantarmoring. Da vil ikke denne forenklingen føre med seg store avvik. t_2 -



Figur 3-10 Omlagring av moment - Spennkrefter

I perioden mellom t_1 og t_2 vil bjelkene være fritt oppspente og dermed påføre rotasjon langs bjelkeender. Etter støpning av dekke ved t_2 vil rotasjon fortsette. Rotasjonen er i dette leddet representert med endemomentene som oppstår på grunn av spennarmeringen. Momentet som skal til for å motvirke rotasjonseffekten over støtte på grunn av spennkrefter finnes på samme måte som for egenlast i første ledd.

Likevektslikning gir:

$$\frac{ML}{2 \cdot EI_{t_2-b}} = \left(\frac{1}{2 \cdot EI_{t_1-b}} - \frac{1}{2 \cdot EI_{t_1-t_2}} \right) PeL \quad (3.19)$$

der

P er spennkraften

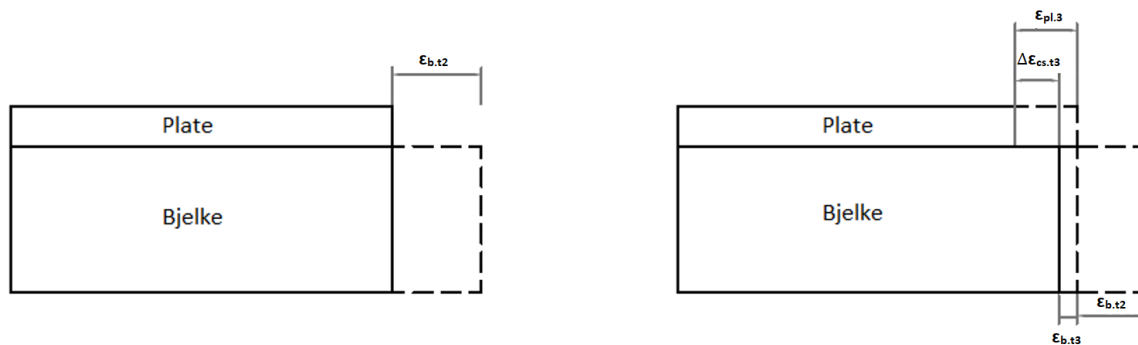
e er eksentrisiteten til spennkabels tyngdepunkt til samvirkets tyngdepunkt

Denne løses så for M, der effektive E-moduler er tatt hensyn til;

$$M_3 = \frac{\varphi_{t_1-b} - \varphi_{t_1-t_2}}{1 + \varphi_{t_2-b}} Pe = \frac{\varphi_{t_2-b}}{1 + \varphi_{t_2-b}} Pe \quad (3.20)$$

Det neste, fjerde, leddet i likningen tar for seg langtidsendringene i underkant av bjelken. Her vurderes langtidstap som følge av svinn, kryp og relaksasjon etter etablert samvirke.

$$F_{o3} \cdot \left(y'_{o2} - \frac{h_p}{2} \right) \cdot \frac{1}{1 + \kappa \phi_{pl}} \quad (3.21)$$



Figur 3-11 Omlagring av moment - Svinn

Det siste leddet tar for seg omlagringsmoment som oppstår på grunn av tøyningssdifferansen mellom påstøpen og bjelken. Ettersom disse er støpt på ulike tidspunkt vil de elastiske tøyningene til betongen oppføre seg ulikt for de to delene. Denne svinndifferansen vil igjen føre til en kraft ved bjelkeender, da den vil prøve å rotere som følge av dette tvangsmomentet. Når samvirke mellom bjelke og påstøp er opprettet ved at påstøpen har herdet vil derimot denne rotasjonen måtte bli fastholdt mot. Denne kraften kan da representeres med likevektslikningen;

$$\frac{ML}{2 \cdot EI_{t_2-b}} = \frac{FyL}{2 \cdot EI} \quad (3.22)$$

der

F er resultantkraften som følge av svinndifferansen

y er avstanden fra påstøps lokale tyngdepunkt til samvirketverrsnittets tyngdepunkt

Det kan antas at man kan bruke korttidsstivheten for å beregne rotasjonen, da svinnekraften oppstår relativt raskt. Videre vil rotasjonen avhenge av den effektive elastisitetsmodulen til samvirketverrsnittet. Etter Publikasjon nr. 10 forenkles samvirkets kryptall til lik påstøp sitt kryptall. Når det løses ut likning for M ;

$$M = Fy' \cdot \frac{1}{1 + \kappa \phi_{pl}} \quad (3.23)$$

der

y' er avstanden fra overant av dekke til armert samvirketynngdepunkt minus halve platetykkelsen

Kraften fra tøyningssdifferansen kan finnes med formelen under;

$$F = \Delta \varepsilon_{cs} \cdot E_{c3} \cdot A_{c3}^o \quad (3.24)$$

der

$\Delta \varepsilon_{cs}$ er differanse mellom bjelke og påstøpens svinn i tidsintervall $t_2 - t_3$

E_{c3} er påstøpens elastisitetsmodul

A_{c3}^o er tverrsnittarealet til påstøp

Kapasitetskontroll ved støtte er også spesifisert i Publikasjon 10. I henhold til denne skal kapasiteten over støtte kontrolleres umiddelbart etter samvirke. På dette tidspunkt skal omlagringsmomentet M_s settes til null. I tillegg til dette skal det antas at den utsettes for full nyttelast, inkludert trafikklasten [10].

3.7 Laster

Under dimensjoneringen av en bru vil lastene forbundet med dette variere, avhengig av dens plassering og utforming [8].

3.7.1 Egenlaster

Viser til den permanente lasten som svarer til konstruksjonens egen densitet. Primæregenlasten beskriver egenvekten til det bærende systemet, mens den sekundære-egenlasten viser til andre laster som er permanente [8].

3.7.2 Trafikklast

Trafikklast er en variabel last som opptrer på bruer, og vil være uavhengig av dens geografiske plassering. Det oppstår både horisontale og vertikale laster. De vertikale lastene er inndelt i ulike lastmodeller; lastmodell 1 (LM1), lastmodell 2 (LM2), lastmodell 3 (LM3) og lastmodell 4 (LM 4). Disse modellene tar for seg lasttilfeller, der alle relevante for den respektive bru skal kontrolleres.

LM1 viser til påvirkningen fra biler og lastebiler. Denne modellen består en jevnt fordelt belastning som kombineres med flere flyttbare hjullaster. Dette er ofte den mest kritiske av de ulike lastmodellene. LM2 består derimot av en en-akslet last på spesifiserte kontaktflater, og representerer dermed de dynamiske effektene av normaltrafikk på korte konstruksjoner. LM3 tar for seg aksiallast som oppstår på grunn av spesialkjøretøy, mens LM4 viser til last som følge av folkemengder. Den siste er hovedsakelig relevant for bynære områder.

Lastene undersøkes basert på teoretiske kjørefelt som vil avhenge av bredden på veibanen. Disse undersøkes basert på en ugunstig plassering for bru.

Horisontale trafikklast oppstår når kjøretøy som befinner seg på bru akselererer eller bremser. Dette vil føre med seg en horisontal tverrgående last. I tillegg til dette kan det også oppstå andre sentrifugal- og tverrgående krefter dersom bru har horisontal kurvatur [11].

3.7.3 Vindlast

Vind er en varierende naturlast som avhenger av geografiske og topografiske forhold. Vinden nær bruer vil både påføre konstruksjonen et vindtrykk, samt at den kan gi en dynamisk lastvirkning [17]. Vindlasten deles inn i tre ulike vindklasser; Vindklasse I, II og III. Avhengig av vindklassen vil det være ulike krav forbundet med beregninger av vindlasten. Hvilken av disse klassene som en bru tilhører avhenger av dens egenverdiperiode og spennvidde [8].

Vindklasse I: høyeste egensvingningsperiode $< 2s$

Vindklasse II: høyeste egensvingningsperiode $> 2s$ og spennvidde $< 300m$

Vindklasse III: høyeste egensvingningsperiode $> 2s$ og spennvidder $> 300m$

3.7.4 Snølast

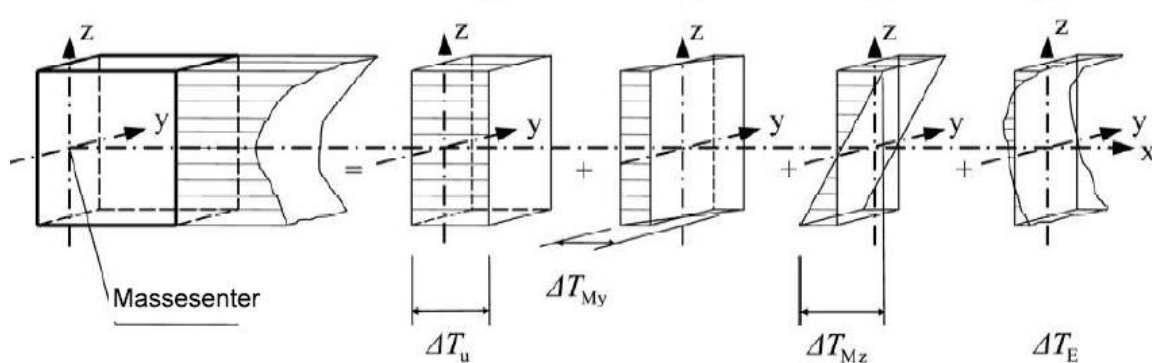
Snølasten klassifiseres som en variabel naturlast, og vil være avhengig av hvor i landet bruene befinner seg. Etter Håndbok N400 skal snølasten kun beregnes for vegbruer der bruene vil fungere som lagringsplass eller der det ikke kan forventes at snøen blir ryddet. Det antas at snølasten ikke opptrer samtidig som trafikklasten [8].

3.7.5 Termiske last

Denne variable naturlasten oppstår ved endringer i temperaturen. Lasten vil variere basert på, blant annet, de lokale klimatiske forholdene, massen til konstruksjonen og dens overflate [18]

Temperaturrendringen vil føre til utvidelser eller sammentrekninger i bruene, som gir en fastholdningslast for fast innspente konstruksjoner. Lasten må da tas høyde for under dimensjoneringen eller sikres ved å benytte bevegelersfuger. Den termiske påvirkningen vil avhenge av [8];

- Jevnt fordelt temperaturandel, ΔT_u
- Vertikal lineært varierende temperaturandel, ΔT_{My}
- Horisontalt varierende temperaturandel, ΔT_{Mz}
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel, ΔT_E



Figur 3-12 Temperaturpåvirkning [18]

3.8 Lastkombinasjoner

En bru vil være belastet av flere ulike laster samtidig. For å simulere dette under en analyse settes det opp ulike lastkombinasjoner. Kombinasjonene vil variere basert på last- og kombinasjonsfaktorer. Disse faktorene sikrer at usannsynligheten for at alle laster virker med full last samtidig er tatt høyde for. Ut ifra dette er det mulig å se om krav for de ulike grensetilstandene overholdes.

3.8.1 Bruksgrensetilstand

Denne grensetilstanden er også kjent ved forkortelsen SLS, og viser til minimumskravene ved normal bruk. Dette innebærer blant annet krav til nedbøyning, rissvidder og spenninger. Tilstanden knyttes opp mot konstruksjonens utseende og menneskers komfort [5].

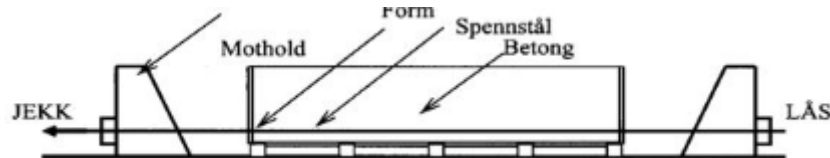
3.8.2 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden, forkortet ULS, har minimumskrav knyttet til sikkerhet og pålitelighet mot sammenbrudd. Konstruksjonens kapasitet mot brudd under de ulike lastforholdene sikres [5].

3.9 Oppspenning

Bjelkene som presenteres i Håndbok V426 er forspente elementer.

Spennstålet i bjelkene spennes opp over spennbenker og låses fast ved mothold som sikrer at sålet forblir oppspent. Spennarmeringen plasseres i tverrsnittet slik at spennlasten vil virke fordelaktig for elementet når egenlast, samt ytre laster er påført. Betongen kan så støpes og herde i form på spennbenken etter ønske. Elementene vil normalt herde mellom 16-72 timer før spennarmeringen kappes. Herdetiden kan styres ved blant annet isolering av form, herdebenk eller ulike betongsammensetninger. De vil da ha oppnådd tilstrekkelig fasthet for å motstå krefter fra spennarmeringen, samt lagring og frakt til byggeplass.



Figur 3-13 Oppspenningsbenk [12]

Oppspenningskraften til spennarmeringen vil tilsvare tøyingsdifferansen som oppstår mellom betongen og spennarmeringen. Denne kan representeres med likningen under.

$$P_0 = \varepsilon_{p0} \cdot A_p \cdot E_p \quad (3.25)$$

der

ε_{p0} er forhåndsøyning i spenntau

A_p er spennarmeringens areal

E_p er elastisitetsmodulen til spennarmeringen

Dette er tilsvarende trykkraften som påføres bjelken. Etter EK2 blir maksimal oppspenningskraft avgrenset til

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (3.26)$$

der

$$\sigma_{p,max} = \min\{0.8f_{pk}; 0.9f_{p0.1k}\} \quad (3.27)$$

EK2 definerer også en øvre grense for spenningen i spennkabel umiddelbart etter kraftoverføring.

Denne defineres som oppspenningskraft minus de umiddelbare tapene, og skal ikke overskrides

$$P_{m0} = A_p \cdot \sigma_{pm0} \quad (3.28)$$

der

$$\sigma_{pm0} = \min\{0.75f_{pk}; 0.85f_{p0.1k}\} \quad (3.29)$$

3.10 Tap av spennkrefter

Det vil oppstå tap av den initiale spennkraften til elementet som følge av en tøyingsdifferanse mellom betongen og spennarmeringen, samt tap som følge av korttidslaster og tidsavhengige tap. Disse er gått nærmere inn på i delkapitlene under.

3.10.1 Låsetap

Låsetapet til spennarmeringen viser til tapet som følger av en glidning når kraften overføres fra jekk til spennarmeringen. Hvor stor denne glidningen er vil variere avhengig av stål og låstype, men vil normalt utgjøre et par millimeter [12].

3.10.2 Temperaturtap

Dette er en type tap som oppstår som følge av termiske endringer i armering under herdeprosessen til betongen. Ettersom betongen øker temperatur ved herding vil også armeringen som ligger i tverrsnittet nå en høyere temperatur. Dette vil føre til en liten utvidelse av stålet, da det enda ikke er opprettet hefte med betongen og stålet kan utvide seg fritt. Når det kjøles ned igjen kan det derimot antas at hefte er opprettet og armering er kappet. Da vil betong og armering få en tilnærmet lik tøyingsreduksjon, som igjen vil føre til tap av spennkraft.

3.10.3 Sammentrykkingstap

Sammentrykkingstapet oppstår som følge av kappingen av armeringen for føroppspente elementer, og ser på den umiddelbare reaksjonen til dette. Trykkraften fra kapping av stålet fører til en sammentrekning i betongen og armeringen som følge av hefte mellom disse. Dette vil igjen redusere spennkraften i elementet ettersom stålet slakkes.

3.10.4 Relaksasjonstap

Dette er et tap som følge av spenningsfallet som oppstår når stålet blir utsatt for en konstant lasttøyning over lengre tid. Det finnes tre ulike relaksasjonsklasser, der andel spenningstap grunnet relaksasjon vil avhenge av hvilken klasse stålet faller inn under. De ulike klassene er definert etter EK2 3.3.2.(4)

- Klasse 1: Tråd eller tau – Vanlig relaksasjon
- Klasse 2: Tråd eller tau – Lav relaksasjon
- Klasse 3: Varmvalsede og bearbejdede stenger

3.10.5 Svinntap

Det foregår en uttørkingsprosess i betong som følge av at overskuddsvann etter hydratiseringsprosessen i betongen fordampes. Denne prosessen skjer over lengre tid, og det kan antas at hefte mellom betongen og stålet er sikret. Dette fører til at betongen trekker seg sammen og det oppstår svinntøyning i spennstålet. Det oppstår altså et spenningstap i spennstålet som er uavhengig av lastnivået.

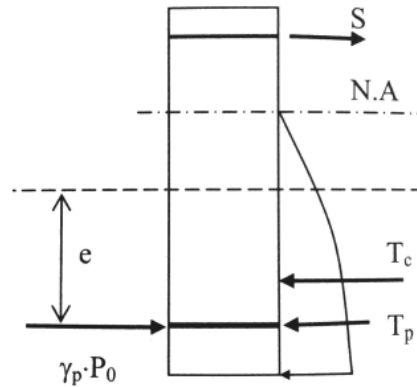
3.10.6 Kryptap

Kryptapet er også en konsekvens av tøyninger som vil gi endringer i spennkraft. Tøyningene oppstår som følge av at betongen vil ha et vedvarende trykk utover det initiale trykket som betongen utsettes for når last påføres. Det oppstår en endring i stivheten til betongen som igjen gir tøyninger i betongen.

3.11 Bruddgrensetilstand

3.11.1 Oppspenningstilstand

Ved oppspenningstilstand til et prefabrikkert element undersøkes det hvorvidt kraften som påføres tverrsnittet som følge av spennarmeringen vil overskride kapasiteten til bjelken ved dette tidspunktet. Spennarmeringen anses da som en ytre last.



Figur 3-14 Spennkraft som ytre kraft [12]

Når spennkraften anses som en ytre last skal lastfaktor for spennkraft tas hensyn til i henhold til EK2. Spennkraften kan beskrives med likning;

$$\gamma_p P'_0 = \gamma_p \cdot \varepsilon'_{p0} \cdot E_p \cdot A_p \quad (3.30)$$

der

γ_p er lastfaktoren til stålet

ε'_{p0} er tøyingsdifferanse etter langtidstap

En felles tøyning av betongen og spennarmeringen fører til trykk- og spenningskrefter i tverrsnittet. For å finne momentkapasiteten ved denne metoden benyttes M-N – diagram. Diagrammet viser til en kapasitetskurve for det aktuelle tverrsnittet, som begrenser det dimensjonerende momentet. For å finne denne kurven beregnes noen av punktene hvor det vil være både moment og aksialkrefter som virker på tverrsnittet. Normal praksis er å kontrollere ved punktene [12];

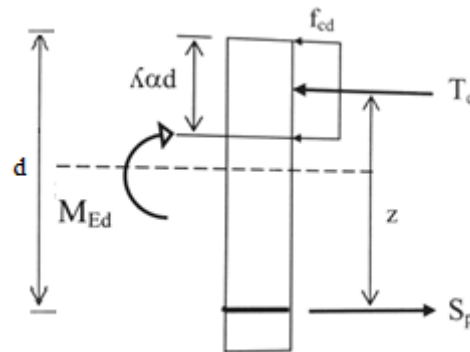
- 1) Rent trykk, det antas at hele tverrsnittet er utsatt for en konstant trykktøyning som er lik over hele tverrsnittet.
- 2) Balansepunkt $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ og $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$, det antas at trykkbrudd i betongen og den dimensjonerende flytetøyningen i armeringen oppnås samtidig.
- 3) Stor tøyning i armering $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ og $\varepsilon_s = x\varepsilon_{yd}$, der $x\varepsilon_{yd} \gg \varepsilon_{yd}$. Når trykkbrudd i betongen oppstår er strekksonen utsatt for en tøyning i armeringen som er langt høyere enn dens karakteristiske flytetøyning.

3.11.2 Momentkapasitet

Bøyemoment viser til rotasjonskraften grunnet en gitt last på elementet. Dette skaper igjen strekk og trykkrefter i elementets tverrsnitt. Ved å sette opp en likevekstlinking basert på disse kreftene kan momentkapasiteten til tverrsnittet bestemmes. Momentkapasiteten til en føroppspent bjelke kan finnes på ut ulike beregningsmetoder;

- 1) Spennkraft som ytre last
- 2) Spennkraft som indre last

Det er normalt å benytte den første metoden når spennarmering befinner seg i trykksonen til tverrsnittet. Dette løses da på samme måte som gjort ved oppspenningstilstand som vist i delkapittelet over.



Figur 3-15 Spennkraft som indre kraft [12]

Når spennkraften anses som en indre motstand ligger spennarmeringen normalt i strekksonen til tverrsnittet. Det dimensjoneres da for rent moment som kan beskrives ut ifra når bruddet inntreffer. Basert på bruddkriterium for trykkbrudd og tøyninger i stålet, kan momentkapasiteten finnes ved likevektslikning for tverrsnittet. For å sette opp likevektslikningen er det sentralt å vite om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dette er fordi armeringen vil flyte før trykkbrudd i et underarmert tverrsnitt, mens det motsatte er tilfellet for et overarmert tverrsnitt. Ofte tilstrebes et underarmert tverrsnitt. Da dette vil gi en grad av seighet før brudd, og dermed gi visuell bekreftelse på overskridelse av kapasitet [12].

$$T_c = S_p \quad (3.31)$$

der

$$T_c = \alpha \lambda d \eta b f_{cd} \quad (3.32)$$

$$S_p = f_{pd} A_p \quad (3.33)$$

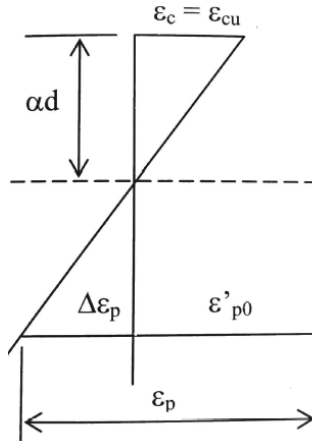
αd er høyden av trykksonen

η er den effektive fastheten

λ er den effektive høyden for trykksonen

Likningen over viser likevektstilstanden for de indre kreftene til tverrsnittet i Figur 3-16. S_p viser til kraften i spennstålet, der kraften beskrives ved den totale tøyningen av spennstålet. Denne tøyningen beskrives ved $\epsilon_p < f_{pd}/E_p$ for elastisk tilstand, mens ved flytning vil $\epsilon_p \geq f_{pd}/E_p$, basert på om tverrsnittet er over- eller underarmert. Trykkraften T_c beskrives som resultantkraften for trykket som påføres overtrykksonen $\lambda \alpha d$. Der λ benyttes for å beskrive den effektive trykksonen til tverrsnittet, ettersom denne forenkles til en fordelt kraft over området αd .

Et balansert tverrsnitt, som vist under, benyttes for å beskrive hvorvidt tverrsnittet er over eller underarmert. Basert på trykksonen fra dette balanserte tverrsnittet kan nødvendig armering, A_{pb} , finnes. Tilstanden til tverrsnittet kan da bestemmes ut ifra hvorvidt det inneholder mer (overarmert) eller mindre (underarmert) armering, enn hva som er funnet basert på balansert tverrsnitt.



Figur 3-16 Tøyninger i tverrsnittet [12]

$$\alpha = \alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} \right)} \quad (3.34)$$

der

ε'_{p0} er den effektive tøyingsdifferansen eller forhåndstøyning

ε'_{p0} er dimensjonerende tøyingsverdi i trykksone

Den effektive tøyingsdifferansen kan beregnes med likning

$$\varepsilon'_{p0} = \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} \quad (3.35)$$

der

$\Delta\varepsilon_{tap}$ er reduksjon av tøyingsdifferanse pga. friksjon, låsetap, kryp, svinn og relaksasjon.

3.11.3 Skjærkraftkapasitet

Kontroll skjærkapasiteten til betongen deles i to ulike tilnærminger der den første tar utgangspunkt i at det ikke vil være bygningsmessig behov for skjærarmering, mens den andre tar utgangspunkt i at det er et behov for skjærarmering. Basert på dette kan skjærstrekk- og skjærtrykkkapasiteten beregnes.

I henhold til EK2 skal tverrsnitt som antas å ikke ha et bygningsmessig behov for skjærarmering kontrolleres ved;

1. Skjærstrekkraft uten beregningsmessig behov for skjærarmering, hvor betong kan være opprisset

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (3.36)$$

der minimumsverdien er gitt ved

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (3.37)$$

2. Skjærstrekkraft uten beregningsmessig behov for skjærarmering, hvor betong forblir urisset

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (3.38)$$

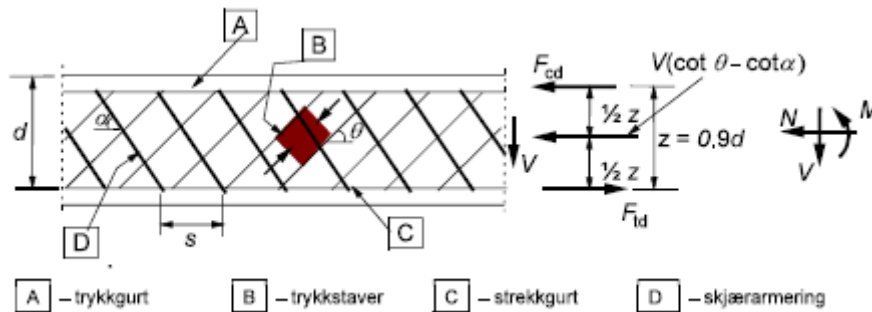
3. Skjærtrykkraft uten beregningsmessig behov for skjærarmering

$$V_{Ed} \leq 0.5 b_w d v f_{cd} \quad (3.39)$$

der

$$\nu = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (3.40)$$

For elementer med beregningsmessig behov for spennarmering skal dimensjoneringen i henhold til EK2 baseres på fagverksmodellen som vist under.



Figur 3-17 Sjærkapasitet - fagverksmodell [7]

Her viser vinkelen α til vinkel mellom skjærarmering og bjelkeakse vinkelrett på skjærkraften, mens θ er vinkelen mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften. Der θ er begrenset til $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$. Gitt at skjærarmeringen som benyttes er vertikal vil skjærkapasiteten til tverrsnittet bli;

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (3.41)$$

der

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (3.42)$$

3.12 Bruksgrensetilstand

3.12.1 Spenningstilstand

Ved beregninger i bruksgrensetilstand kontrolleres spenningstilstanden, rissvidde og nedbøyningen til elementet. Dette kan gjøres for to ulike tilstander, enten urisset eller opprisset. Disse kontrolleres igjen opp mot krav fra EK2. Hvorvidt tverrsnittet skal kontrolleres som urisset eller opprisset avhenger av om bøyestrekfastheten er større eller mindre enn betongens aksialstrekfasthet f_{ctm} . Gitt at de er mindre enn denne verdien kan tverrsnittet kontrolleres som urisset.

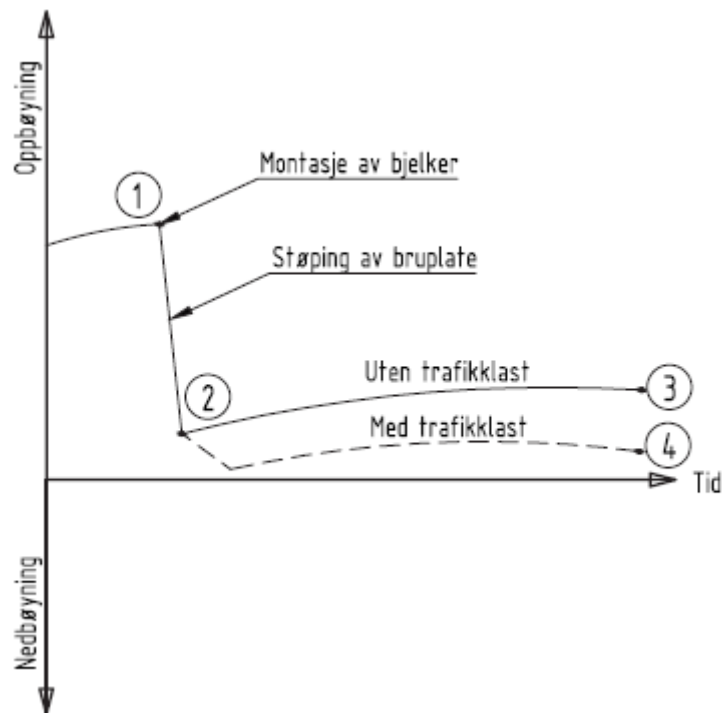
For urissede elementer kan spenninger i over- og underkant finnes ved likningene;

$$\sigma_{ok} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot e_{ok}}{I} \quad (3.43)$$

$$\sigma_{uk} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot e_{uk}}{I} \quad (3.44)$$

Trykkspenningen for karakteristiske kombinasjoner skal ikke overskride $0.6f_{ck}$, der kravet kan settes lik $0.66f_{ck}$, ved bruk av omsluttende tverrarmering. I tillegg til dette skal også krepens ikke-linearitet tas hensyn til dersom trykkspenning i SLS-PERM er større enn $0.45f_{ck}$. [7].

3.12.2 Deformasjon og rotasjon



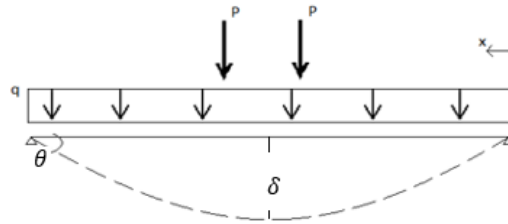
Figur 3-18 Deformasjonsutvikling i bjelkeelement [9]

Grafen over viser en typisk utvikling for deformasjonen i de prefabrikkerte bjelke som er beskrevet i V426. Disse er dimensjonert på prinsippet at brubjelkene alltid vil ha en teoretisk oppbøyning. Etter kapping og igjen etter montasje vil denne oppbøyningen fortsette å stige som en følge av all spennkraften i bunnen. Den største oppbøyningen oppstår før montasje.

Deformasjoner kan ofte være et dimensjonerende krav for konstruksjoner. Dette gjelder særlig for konstruksjoner med lange spenn hvor deformasjonene kan bli betydelige. Deformasjonskrav knyttet til menneskets opplevelse av strukturen og er derfor ofte strengere enn et rent kapasitetsbasert krav. I N400 er det satt deformasjonskrav for bruer som begrenser maksimal tillatt deformasjon av broen. For bruer er dette deformasjonskravet knyttet til trafikklasten, og kontrollen utføres med karakteristisk trafikklast alene [8]. Maksimalverdien på deformasjonen bestemmes etter likning vist under;

$$\delta_{max} \frac{L}{350} \quad (3.45)$$

Dette kravet viser både til nedbøyning og oppbøyning av konstruksjon, uavhengig av betraktningstidspunkt. Grunnet dette kravet kan momentkapasiteter til elementer være bare delvis utnyttet. For brubjelker som er representert i V426 er dette tilfellet. Bjelkene har i henhold til veiledningen en utnyttelsesgrad på 0.55 – 0.88 for momentkapasiteten.



Figur 3-19 Deformasjon fra trafikklast

Nedbøyning grunnet trafikklasten på en fritt opplagt bjelke kan beskrives med formelen under. Det første leddet viser til den fordelte lasten, mens det andre leddet viser til punktlast fra aksler.

$$\delta = \frac{5}{348} \frac{qL^4}{EI} + \frac{Px}{24EI} (3L^2 - 4x^2) \quad (3.46)$$

$$\theta = \frac{qL^3}{24EI} + \frac{PL^3}{48EI} \left(3 \frac{x}{L} - \frac{x^3}{L^3} \right) \quad (3.47)$$

For en kontinuerlig bjelke vil ikke disse formlene være gjellende. Ettersom en kontinuerlig bjelke vil ha en momentkraft ved støtte må også dette tas høyde for. Denne bjelken vil da være statisk ubestemt. For å finne deformasjon og rotasjon kan enhetslastmetoden benyttes.

Enhetslastmetoden baseres på virtuelle lasttilstander. Deformasjon finnes ved å benytte en ytre last $F = 1$, mens rotasjonsvinkel kan finnes ved å benytte enhetsmoment $M_{1,\theta} = 1$. Basert på dette gir enhetslastmetoden de to formlene;

$$\delta = \int_0^L M_{1,\delta} \frac{M_0}{EI} dx \quad (3.48)$$

$$\theta = \int_0^L M_{1,\theta} \frac{M_0}{EI} dx \quad (3.59)$$

4 Forskerspørsmål

Hvordan overføres standardiserte betongelementer, som er laget for ett-spenns-bru, til bruer som består av flere spenn?

4.1 Underspørsmål:

- Hvordan beregnes moment og skjærkrefter over søyler og i felt?
- Hvordan vil omlagring av moment endres med tiden?
- Hvordan omlagring av moment bør tas hensyn til i praksis?
- Hvordan kan de standardiserte tverrsnittene tilpasses bruer som består av flere spenn?
- Hvilken løsning bør velges?

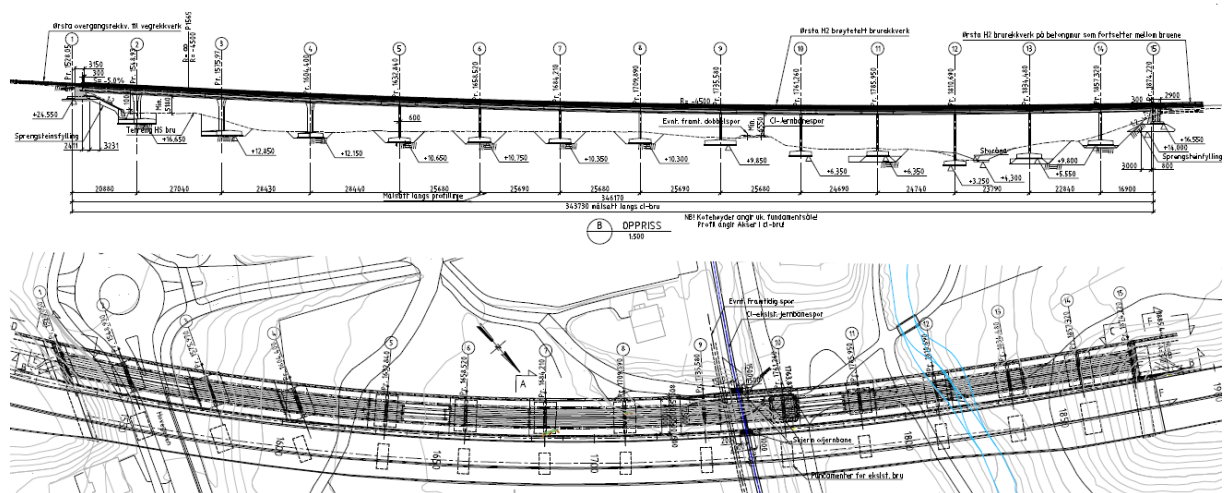
4.2 Avgrensninger:

- Det er sett bort fra dynamiske og sentrifugalkrefter som virker på konstruksjonen
- I analysen er kun brudekket og bjelkeelementer kontrollert for. Andre sentrale konstruksjonselementer er ikke studert.

5 Case/Materialer

I denne oppgaven blir kontinuerlige prefabrikkerte bjelker over en bru bestående av flere spenn undersøkt. Her undersøkes det også hvordan momentomlagring ved kontinuerlige elementer håndteres og påvirker bjelkene.

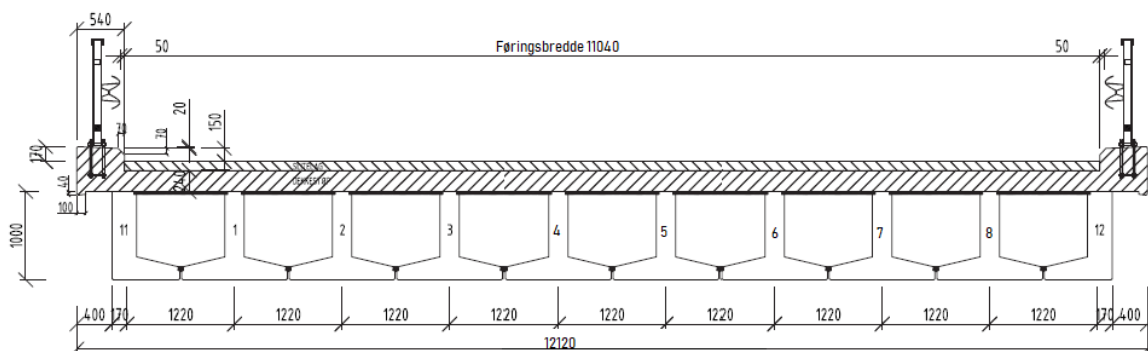
For å gjøre dette er det tatt utgangspunkt i Kvelluren bru, i vestgående retning. Bruen, som er plassert i Sandnes kommune, er en del av E39 som strekker seg fra Kristiansand til Trondheim. Den er en av to trefelts-bruer, der de parallelle bruene frakter trafikk i hver sin kjøreretning. Den opprinnelige bruene er plasstøpt i betong og bestående av 14 spenn. Til sammen utgjør den en lengde på cirka 344 meter, der det lengste spennet utgjør 28,4 meter. Det inngår også kurvatur i horisontal og vertikal retning på bruene som er plassert her i dag.



Figur 5-1 Kvelluren bru

5.1 Betongelementbru

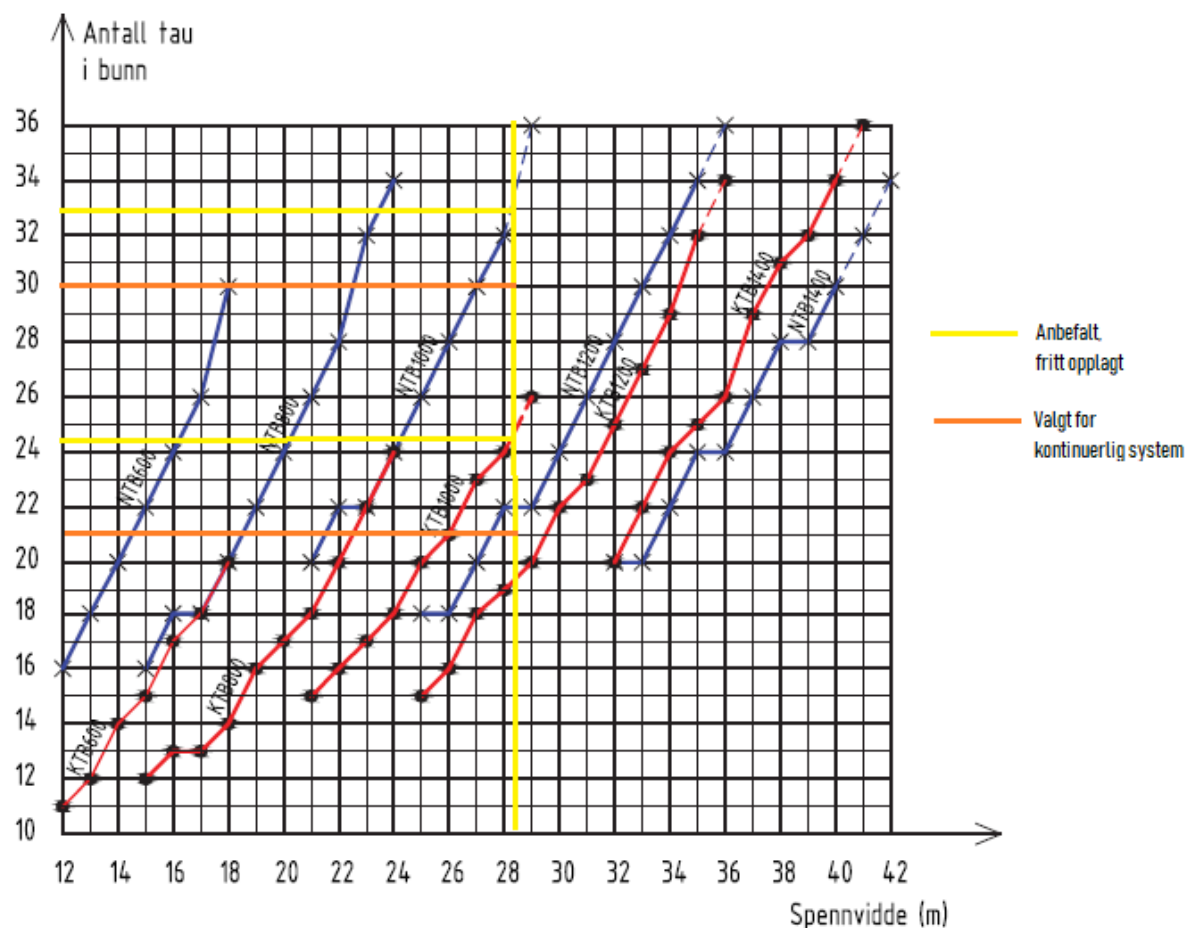
Etter samtale med veileder har denne bruene blitt noe forenklet, da det sees bort fra alle kurvaturer når den skal dimensjoneres for spennarmerte betongelementer. Fokuset under dimensjoneringsprosessen er ved de prefabrikkerte betongelementene og deres samvirke med bruplaten. Det blir sett på tre spenn under analyseringen av konstruksjonen, der det tas utgangspunkt i det lengste spennet.



Figur 5-2 Kvelluren bru veibane med NTB- og KTB-bjelker [9]

Bjelkene tar utgangspunkt i de nye NTB- og KTB-bjelkene som ble lansert i Håndbok V426 «Prefabrikkerte brubjelker» lansert i April 2019. Denne standarden er ikke publisert når maseren skrives, men er behandlet som gjellende standard for prefabrikkerte betongelementer.

Tverrsnitt NTB100 og KTB1000, beregnet for spennlengder 21-29 meter, er benyttet under analysen av de kontinuerlige prefabrikkerte bjelkene. Spennarmeringen er basert på Figur 3.2.1 fra håndboken, som vises under.



Figur 5-3 Antall spenntau, lengde og bjelketype [9]

Ettersom håndboken er beregnet for et fritt opplagt system er det antatt at det vil være et lavere behov for spennarmering i underkant ved et kontinuerlig system. Det er derfor valgt å gå noe ned i antall spenntau sammenliknet med hva håndboken anbefaler. For NTB-bjelker er det valgt 30 spenntau, mens KTB-bjelker har 21 spenntau i underkant. I tillegg til dette ligger det to spenntau i overkant av alle bjelker.

Materialdataen som vises under er hentet ut fra veiledning V426.

Tabell 1 - Materialdata for platedekke [10]

Materialdata	Beskrivelse
f_{ck}	45 N/mm ²
Fasthetsklasse	N

Tabell 2 - Materialdata for bjelkeelementer [10]

Materialdata	Beskrivelse
f_{ck}	55 N/mm ²
Fasthetsklasse	R

Tabell 3 - Materialdata for spennarmering [10]

Materialdata	Beskrivelse
f_{pk}	1860 N/mm ²
$f_{p0.1k}$	1636 N/mm ²
$A_{p, \tau}$	140 mm ² /tau
P_{max}	200 kN/tau

Tabell 4 - Materialdata for slakkarmering [10]

Materialdata	Beskrivelse
f_{yk}	500N/mm ²
f_{yd}	435N/mm ²

5.2 Tidsforløp

Analysen av broen er basert på et gitt tidsforløp. Det antas at bjelker herder en tid tilsvarende 3 dagers fasthet til betongen. Bjelkene vil så kappes og transporteres til byggeplass. Analysen er videre basert på at dekke støpes på bjelker 28 dager etter bjelkestøp. Det antas her at også dekke herder i 28 dager før kontinuitet mellom påstøp og bjelker er opprette. Fra dette tidspunktet vil bruen umiddelbart kunne bli påført full nyttelast.

6 Metode

6.1 Kvalitativ metode

Kvalitativ metode er benyttet i denne oppgaven. Det vektlagt en dypere analyse av hvordan kontinuerlige elementbruer oppfører seg, og teorien knyttet til dette. Dette er gjort ved å gjennomføre analyse av en bru. Det er videre gjennomført uformelle samtaler med flere folk i bransjen, samt de som har vært involvert i utarbeidelse av ny håndbok. Utover dette er masteren analytisk oppsatt hvor det legges vekt på relevante beregninger og forståelse av konstruksjonsprinsipper.

6.1.1 Samtale med bransjen

Det er gjennomført uformelle samtaler med ulike informanter innenfor bransjen. Dette er ikke videre benyttet under analysen, men har vært brukt til å skape en bredere innsikt i hvordan bransjen håndterer denne typen bruer.

6.2 Laster

Lastene er benyttet under konstruksjonen av denne bruene basert på EK 1 og HBN400. Disse er kontrollert opp mot den nye håndboken V426 som er gjellende for prefabrikkerte bru-bjelker. Det er valgt å se bort fra ulykkeslaster og dynamiske laster.

6.2.1 Egenlast

Egenlasten til bruene er bestemt i henhold til spesifikasjoner i Statens Vegvesen sine håndbøker HBN400 og HBR412, samt EK1-1. Under kartlegging av egenlastene for denne bruene valgt å inkludere betongbjelker, bruplate, slitelag og rekkverk. Dette er gjort for å inkludere kun de mest generelle egenlastene for en bru. Resterende komponenter som glassvegg og lyktestolper antas å ha minimal påvirkning.

For bruene vil den armerte betongen tilsvare den største egenvekten, og kan etter Tabell A.1 i EK1-1 settes lik 25 kN/m^3 [6]. Den plasstøpte bruplatten vil også være av betong, og antas derfor å ha en tilsvarende tetthet som betongelementene. Etter Håndbok V426 skal bruplatten oppfylle den nye standardhøyden på 240mm. Dette vil gi en egenlast på 6 kN/m^2 . Denne lasten sammenfaller med bruplatelasten som er oppført i Håndbok V426.

Slitelaget har i henhold til HBN400 et minimumskrav som er vist i tabellen under;

Tabell 5 – Minimumskrav til slitelagets egenlast [8]

Største spenningsvidde [m]		
$l \leq 50$	$50 < l \leq 200$	$l > 200$
$3,5 \text{ kN/m}^2$	$2,5 \text{ kN/m}^2$	$2,0 \text{ kN/m}^2$

Tabellen over og Tabell A.6 fra EK1-1, som angir tyngdetettheter mellom 18 og 25 kN/m^3 benyttes for å definere lasten fra slitelaget. Ved en asfalttykkelse på 140 mm og en tetthet på 25 kN/m^3 oppfylles minstekravet på $3,5 \text{ kN/m}^2$. For rekkverket finnes den dimensjonerende lasten i HBR412 ettersom det ikke er oppgitt en last for dette i HBN400. Ståltrekkverk blir her oppgitt til å ha en last på $0,5 \text{ kN/m}$ [19].

6.2.2 Trafikklaster

De ulike lastmodellene er definert etter EK1-2, samt aktuelle trafikkforskrifter som overstyrer Eurokoden. Lastene som benyttes fordeles på ulike lastfelt basert på føringsbredder som er vist i tabellen under. For alle konsentrerte laster antas et høyde-dybde ratio på en-til-en, ned til sentralaksen.

Tabell 6 - Føringsbredde for trafikklaster [11]

Føringsavstand w	Antall kjørefelt	Bredde kjørefelt	Bredde resterende areal
$w < 5,4 \text{ m}$	$n = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 \times n$

Lastmodell 1 tar for seg fordelt last fra trafikk, samt punktlaster som representerer aksellaster. Disse plasseres slik at lastene er så ugunstige som mulig for konstruksjonen. De ulike lastene representeres med en likning for punktlaster;

$$\alpha_Q Q_k \quad (6.1)$$

Og en likning for fordelt last;

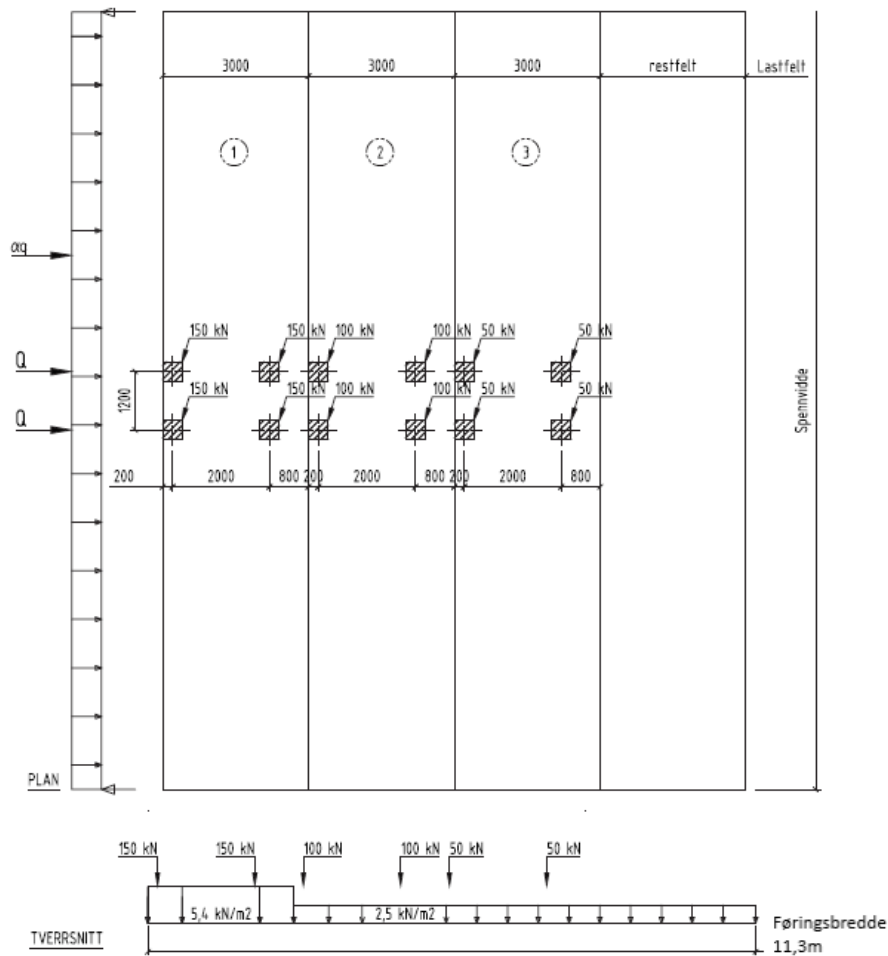
$$\alpha_q q_k \quad (6.2)$$

Verdiene for fordelt last og punktlaster kan hentes ut fra EK1-2 Tabell 4.2, og er vist under. α_Q og α_q er korreksjonsfaktorer som avhenger av det nasjonale tillegget. I det nasjonale tillegget for Norge er α_Q lik 1, mens α_q er 0,6 i første felt og 1 for resterende felt.

Tabell 7 - Plassering av trafikklaster [11]

Plassering	Akseallast Q_{ik} [kN]	Fordelt last q_{ik} [kN/m ²]
Felt 1	300	2,5
Felt 2	200	2,5
Felt 3	100	2,5
Øvrige felt	0	2,5
Resterende areal	0	2,5

Bildet under viser plassering av den fordelte laste, samt hjullastene, som er gjellende for konstruksjonen. Hjullastenes plassering i tverretning er basert på spesifikasjoner i HBV426, og sikrer maksimal belastning på kantbjelke, samt første innerbjelke i tverrsnittet. Plasseringer i lengderetning til bru ble bestemt med Robot-modell.

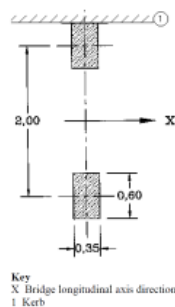


Figur 6-1 Utforming av trafikklasser i feltet for LM1 [9]

Lastmodell 2 benytter likningen som er vist under. Denne uttrykker en enkel-aksellast, som multipliseres med en korreksjonsfaktor.

$$\beta_Q Q_{ak} \quad (6.3)$$

Korreksjonsfaktoren skal etter det nasjonale tillegg settes til 1, mens Q_{ak} er gitt til 400kN. Hvert av hjulene viser altså til en belastning på 200kN. Denne lasten kan plasseres vilkårlig på kjørebanelen. Utforming av de rektangulære kontaktflatene er vist i Figur 6-2.



Figur 6-2 Utforming av aksellast fra LM2 [11]

Plassering av lasten på den aktuelle bruene er gjort ved hjelp av analyseprogrammet Robot.

Etter nye forskrift for trafikklast på bruer [20] skal LM3 beregnes som en engangstransport plassert sentrisk på bruene. Tabell under viser de to ulike karakteristiske lastene som denne skal kontrolleres for.

Tabell 8 - Utforming av trafikklast fra lastmodell 3

Totallast	Akselsammenstilling	Akselavstander	Total lengde
2700 kN	18 x 150 kN	17 x 1,5 m	25,5 m
4500 kN	15 x 150kN + 15 x 150kN	14 x 1,5 m + 12 m + 14 x 1,5 m	54 m

Linjeakselen består av to lastflater som har avstand 300 mm, et flateareal på 150mm x 1200mm, og en total bredde på 2700mm.

Lastmodell 4 ansees som irrelevant, ettersom denne bruene ikke er beregnet for gangtrafikk.

Horisontalkrefter som oppstår på bruene er beregnet i henhold til EK1-2. For å beregne lasten i lengderetningen som oppstår ved akselerasjon og bremsing av kjøretøy benyttes formelen [21];

$$Q_{lk} = 360 + 1.62L(kN) \quad (6.4)$$

L viser til lengden av dekket som betraktes og lasten er begrenset til 900 kN. Kraften skal ha en minst mulig gunstig plassering for konstruksjonen. Sidelasten som oppstår som følge av bremsing antas å opptre samtidig som last i lengderetningen. Den antas å være 25% av Q_{lk} .

De horisontale lastene har blitt plassert som er fordelt last på dekket under analysen.

Tabell 9 - Lastkombinasjoner for trafikklast [11]

		KJØREBANE						GANGBANE OG FORTAU
Lastmodell		Vertikale krefter				Horisontale krefter		Bare vertikale krefter
Referanse		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Lastsystem		LM1 (Bogglast og jevnt fordelt last)	LM2 (Enkel aksling)	LM3 (Spesialkjøretøyer)	LM4 (Belastning i form av menneskemengde)	Bremsekrefter og akselerasjonskrefter ^a	Sentrifugalkrefter og tverkkrefter ^a	Jevnt fordelt last
Lastgrupper	gr1a	Karakteristisk verdi						Kombinasjons-verdi ^b
	gr1b		Karakteristisk verdi					
	gr2	Oftest forekommende verdi				Karakteristisk verdi	Karakteristisk verdi	
	gr3 ^d							Karakteristisk verdi ^c
	gr4				Karakteristisk verdi			Karakteristisk verdi
	gr5	Se tillegg A		Karakteristisk verdi				
Påvirkning fra dominerende komponent (betegnet som komponent som tilhører gruppen)								
^a For gr1a brukes karakteristiske verdier for lastreferanse 4.4.1 (bremsekrefter og akselerasjonskrefter) og lastreferanse 4.4.2 (sentrifugalkrefter og tverkkrefter). Sentrifugalkrefter og bremsekrefter eller akselerasjonskrefter opptrer ikke samtidig i gr1a. ^b For gr1a brukes kombinasjonsverdi for lastreferanse 5.3.2(1) (jevnt fordelt last på gangbane/fortau), dvs. 2,5 kN/m ² . ^c Se 5.3.2.1(2) Ved samtidig gangbane/fortau regnes det ene belastet der det er ugunstigere enn at begge er belastet samtidig. ^d Denne lastgruppen er ikke aktuell der gr4 benyttes.								

Tabellen over er hentet fra EK1-2 og viser en oversikt over de ulike relevante kombinasjonsgruppene for trafikklastene. For gr1a følges fotnoten; karakteristisk verdi for horisontale trafikklast skal

inkluderes. Dette er valgt å gjøre med bakgrunn i innarbeidet praksis [21]. Etter trafikklastforskriften [20], som vil overstyre Eurokoden, skal gr5 oppført i tabell over ses bort fra. Ut fra dette vil gr1a og gr1b være de relevante lastgruppene. I tillegg til dette skal LM3 kontrolleres for, men dette gjøres uten andre horisontale eller vertikale trafikklaster [20].

6.2.3 Vindlast

Lastpåvirkningene fra vinden er funnet i henhold til Håndbok N400 og EK 1-4. Ettersom broen har en forholdsvis kort spennvidde på 28.4 meter antas det at bruene befinner seg i vindklasse I.

Basisvinden finnes ved hjelp av Tabell NA.4(901.1) i nasjonalt tillegg, hvor referansevindhastigheten i Sandnes er oppgitt som 26 m/s. Denne blir videre multiplisert med geografiske og topografiske faktorer for å finne stedsvindhastighet.

$$v_m(z, T, R) = v_{b,0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot c_0(z) \cdot c_r(z) \quad (6.5)$$

der

$v_{b,0}$ er referanseverdi hastigheten

c_{dir} er retningsfaktor

c_{season} er nivåfaktor

c_{alt} er returperiodefaktor

$c_0(z)$ er formfaktor

$c_r(z)$ er ruhetsfaktor

Vindkasthastighetstrykket som baserer seg på stedsvindhastigheten er utarbeidet for tre komponenter; to horisontalkrefter og vertikalkraften. Disse antas å kunne opptre uavhengig av hverandre. Lastene er funnet for de to ulike last-situasjonene; med og uten trafikk på bruene.

$$q_p(z) = 0.5\rho \cdot v_m^2(z) [1 + 2k_p I_v(z)] q_m(z) \quad (6.6)$$

der

ρ er luftdensiteten

k_p er toppfaktor

$I_v(z)$ er turbulensintensitet

$q_m(z)$ er stedsvindhastighetstrykk

Vinden for de ulike retningene kan da beskrives med likningen under, der de ulike c-ene viser til kraftfaktorer for vinden. Disse kan finnes i EK1-4.

$$\begin{bmatrix} q_D(z) \\ q_L(z) \\ q_y(z) \end{bmatrix} = q_p \begin{bmatrix} c_D h \\ c_L b \\ c_y h \end{bmatrix} \quad (6.7)$$

6.2.4 Snølast

Snølast kan finnes ut i henhold til EK1-3. Denne ses bort fra i oppgaven ettersom det ikke er fotgjengerfelt, og snølast ikke kombineres med trafikklast.

6.2.5 Termisk last

Termisk påvirkning på konstruksjonen beregnes i forhold til jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt lineært varierende temperaturandel. Disse finnes etter EK1-5 og settes opp i ulike kombinasjoner, som vist i tabell under. Kombinasjonene ble vurdert i Robot, den verste av kombinasjonene ble gått videre med.

Den jevnt fordelte temperaturandelen baseres på maks- og minimumstemperaturer i området hvor bruene er plassert. Disse kan finnes i NA.A1 og NA.A2 og blir videre korrigert for bruhøyde og en antatt initialtemperatur, som etter NA.A.1(3) settes til 10°C.

Jevnt fordelt temperaturandel beskrives med formlene

$$T_{e.max} = T_{max} - 3 \quad (6.8)$$

$$T_{e.min} = T_{min} + 8 \quad (6.9)$$

der

T_{max} er karakteristisk maksverdi

T_{min} er karakteristisk minsteverdi

Basert på at initialtemperatur $T_0 = 10$ er den jevnt fordelte brutemperaturen funnet med

$$\Delta T_{N.exp} = T_{e.max} - 10 \quad (6.10)$$

$$\Delta T_{N.con} = T_{e.min} - 10 \quad (6.11)$$

$\Delta T_{M, heat}$ og $\Delta T_{M, cool}$, som henviser til den vertikalt lineært varierende temperaturandelen, hentes fra tabell 6.1 i EK 1-5. Disse er beregnet for bruer med belegg på tykkelsen 50mm, og må derfor justeres med faktoren k_{sur} som tar hensyn til beleggtykkelse. I henhold til Håndbok N400 bestemmes temperaturfordelingen fordeles slik at i tverrsnittets tyngdepunkt er ΔT lik null.

$$\Delta T_{M.heat.150} = \Delta T_{M.heat} \cdot k_{sur.heat} \quad (6.11)$$

$$\Delta T_{M.cool.150} = \Delta T_{M.cool} \cdot k_{sur.cool} \quad (6.12)$$

Tabell 10 - Kombinasjoner for temperaturlast

Kombinasjon	$\Delta T_{M, heat}$	$\Delta T_{M, cool}$	$\Delta T_{N, exp}$	$\Delta T_{N, con}$
1	1,0		0,35	
2	0,75		1,0	
3	1,0			0,35
4	0,75			1,0
5		1,0	0,35	
6		0,75	1,0	
7		1,0		0,35
8		0,75		1,0

6.3 Oppspenning

Det antas at spenntau kappes i løpet av det første døgnet etter støp av bjelke, da dette er normal praksis for prefabrikkerte elementer. Etter samråd fra veileder er det videre antatt at modenheten til betongen ved dette tidspunktet vil tilsvare en 3 dagers modenhet. Dette kan antas da prefabrikkerte elementers herdeprosess ofte framskyndes. Videre refereres dette tidspunktet til som 3 dager. Dette

er gjort ettersom det reflekterer betongens modenhet, og det faktiske tidspunktet for kapping ikke er interessant.

6.4 Tap av spennkraft

Tap av spennkrefter er undersøkt 3, 28, 56, 365 og 36500 dager etter utstøping av bjelker. Det er antatt at korttidstapene temperatursvinn, sammentrykkingssvinn og låsetap oppstår kontrolleres ved 3 dager. For de resterende tidspunktene som er undersøkt er også tap fra svinn, kryp og relaksasjon tatt hensyn til. For disse tidspunktene er det også beregnet egne transformerte tverrsnitts parametere. I beregningene for de ulike tapene er det ikke tatt hensyn til eventuelle effekter av normalarmering som ligger i tverrsnittet.

6.4.1 Låsetap

Låsetapet vil avhenge av hvilken låsemekanisme som er valgt, samt lengden på spennarmeringen som låses fast. Denne lengden er noe usikker ettersom flere elementer gjerne spennes opp på samme spennbenk samtidig. Dette er igjen avgjørende, da relative glidningen, som vist under, vil avhenge av denne totale lengden på spenntauet.

$$\varepsilon_{lås} = \frac{\Delta L_{lås}}{L} \quad (6.13)$$

der

$\Delta L_{lås}$ er glidningen

L er lengden på spenntråd som spennes opp

Videre ble oppspenningstøyningen bestemt ut ifra likning

$$\varepsilon_{jekk} = \frac{P_{jekk}}{E_p A_p} \quad (6.14)$$

der

P_{jekk} er avlest jekskraft

Spennningstapet ble så beregnet ved likning

$$\Delta P_{lås} = \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{jekk}} P_{jekk} \quad (6.15)$$

Etter videre samtale med fagfolk fra bransjen antas det at låseglidningen $\Delta L_{lås} = 0$. Denne låseglidningen vil normalt være svært lav for prefabrikkerte elementer som spennes opp på spennbenker. I tillegg til dette er også tap fra denne initiale låseglidningen etter normal praksis lagt til når spennkabler spennes opp.

6.4.2 Temperaturtap

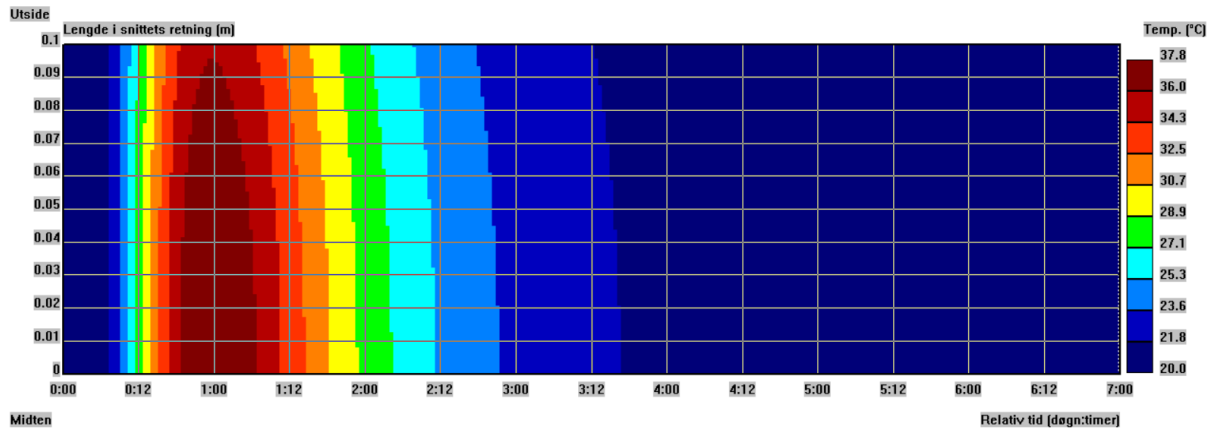
Tap av spennkraft som følge av temperaturendringer i herdefasen til betongen er beregnet ut ifra likningen som vises under.

$$\Delta P = \Delta T \cdot k_t \cdot A_p \quad (6.16)$$

der

k_t = stålets temperaturutvidelseskoeffisient = 10^{-5} per °C

ΔT er bestemt med hjelp av programmet Hett'97. Betongtverrsnittet som benyttes i programmet er funnet ved å bevare original omkrets av betongen, samt den effektive tverrsnitttykkelsen h_0 . Det er antatt at lufttemperaturen vil være 20°C, ettersom elementene produseres innendørs under kontrollerte forhold. Ut ifra dette kunne bjelkene simulere og en makstemperatur under herdeprosessen ble funnet.



Figur 6-3 Temperaturutvikling i bjelke over 7 dager

6.4.3 Sammentrykkingstap

Spenningen fra sammentrykkingstapet i betongen er definert med likning

$$\sigma_s = \frac{P'}{A_t} + \frac{P' \cdot (e - y_t)(y - y_t)}{I_t} \quad (6.17)$$

der

e = eksentrisiteten fra spennarmeringen til tverrsnittets tyngdepunktakse

P' = Spennkraft etter temperaturtap

$$A_t = A_c + (\eta_p - 1)A_p \quad (6.18)$$

$$y_t = \frac{(\eta_p - 1)A_p \cdot y_p + A_c \cdot y_c}{A_t} \quad (6.19)$$

$$I_t = I_c + A_c(y_c - y_t)^2 + (\eta_p - 1)A_p \cdot (y_p - y_t)^2 \quad (6.20)$$

Transformerte tverrsnittparameterne A_t , I_t og y_t tar hensyn til spennarmering i over- og underkant, samt E-modul og stivhet η . De to sistnevnte vil igjen være avhengige av tid, hvor for sammentrykkingstap benyttes E-modul og stivheten som er oppnådd etter 3 dager. Dette er gjort ettersom det har blitt antatt at spennarmeringen kappes ved dette tidspunktet.

Ut ifra dette finnes tap av spennkraft ved å finne tøyningen som oppstår i stålet som følge av denne spenningen for så å omgjøre det til spennkraft i stålet;

$$\Delta \varepsilon_{p,trykk} = \frac{\sigma_s}{E_c} \quad (6.21)$$

$$\Delta P_{trykk} = \Delta \varepsilon_{p,trykk} \cdot E_p \cdot A_p \quad (6.22)$$

6.4.4 Relaksasjonstap

Det antas at spennstålet som benyttes er i klasse 2 for tau med lav relaksasjon. I henhold til EK2 kan finnes da tapet med likning

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (6.23)$$

der

$\Delta\sigma_{pr}$ er absoluttverdi av relaksasjonstapet i forspenningen

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$$

t er betraktningstidspunkt etter oppspenning i timer

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$$

ρ_{1000} er relaksasjonstap etter 1000 timer i prosent = 2.5%

Spenningstap i overkant og underkant kan da finnes med

$$\Delta P_r = \Delta\sigma_r \cdot A_p \quad (6.24)$$

6.4.5 Svinntap

Ved beregning av svinn i uarmert betong finnes i henhold til EK2 3.1.4 og Annex B. Her defineres svinntøyningen

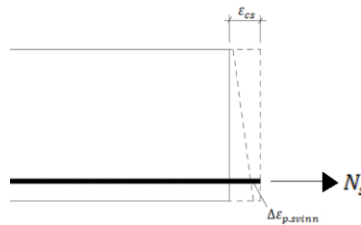
$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (6.25)$$

der

ε_{cd} er svinntøyning som følge av uttørking

ε_{ca} er den autogene svinntøyningen

I tillegg til disse må det tas hensyn til spennarmeringen som ligger i tverrsnittet, da denne vil holde igjen mot kraften fra svinntøyningen.



Figur 6-4 Betongsvinns påvirkning på spennsarmering

Armeringens påvirkning kan finnes ved å en fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen ε_{cs} .

$$N_s = |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p \quad (6.26)$$

Ved så å betrakte en motsatt rettet N_s når det antas hefte mellom betong og armering kan svinntøyningen i spennstålet beskrives med likningen

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_t \cdot A_t} + \frac{N_s(e - y_t)^2}{E_t \cdot I_t} \quad (6.27)$$

Ut ifra dette kan tap av spenning og kraft som følge av svinn.

$$\Delta\sigma_{p.svinn} = \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p \quad (6.28)$$

$$\Delta P_{svinn} = \Delta\sigma_{p.svinn} \cdot A_p \quad (6.29)$$

6.4.6 Kryptap

Tap som følge av kryptutvikling i spennarmeringen er funnet ved å se på forskjellen mellom spenningen i armeringen etter kort og lang tid. Likningen under viser hvordan spenningen ble funnet i betongen for de ulike tidspunktene. For å finne denne ble det også tatt hensyn til de primære og sekundære egenlastene som virker på bjelkene.

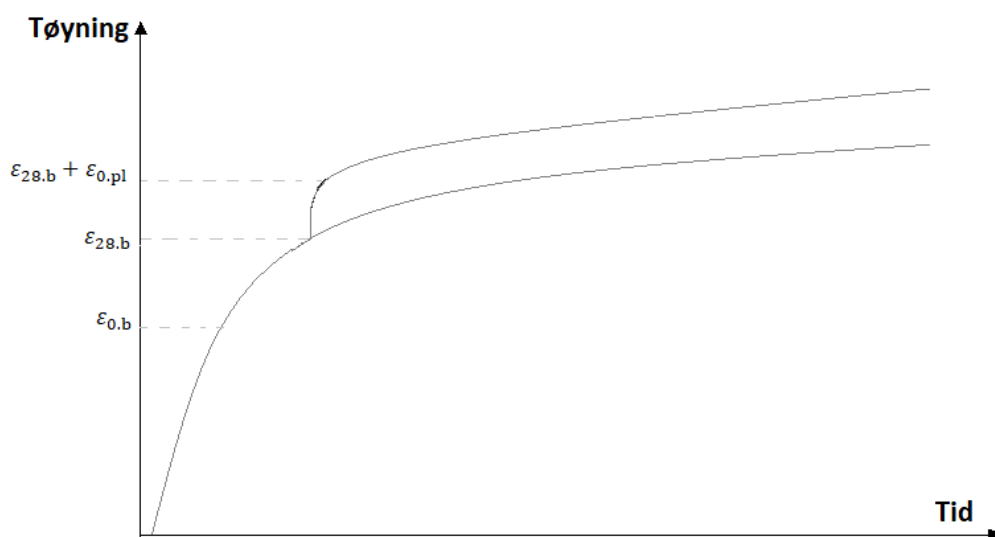
$$\sigma_{kryp} = \frac{-P}{A_t} \pm \frac{M_{t.p} \cdot y_t}{I_t} \pm \frac{M_g}{I_t} \quad (6.30)$$

Ut ifra denne spenningen ble tøyningene funnet. For å beregne krypeffekten fra egenvekten til bjelke og dekke er det gjort forenkling i momentkalkulasjonen. Det antas at momentkraften tilsvarer momentet i midsnitt av en fritt opplagt bjelke. I realiteten vil momentet fra egenvekt variere over tid ettersom bjelken vil bevege seg mellom stadier fra fritt oppspent til tilnærmet fast innspent.

Ved å se på tøyningdifferansen mellom langtids og korttidstøyningene kunne så tap av spennkraft som følge av kryp bestemmes.

$$\Delta \varepsilon_{kryp} = \varepsilon_{langtid} - \varepsilon_{korttid} \quad (6.31)$$

$$\Delta P_{kryp} = \Delta \varepsilon_{kryp} \cdot E_p \cdot A_p \quad (6.32)$$



Figur 6-5 Tøyningsutvikling for element med påstøpt dekke

Figur 6-3 viser hvordan støpning av dekke fører til et hopp i tøyningsutviklingen. Dette skyldes den påførte lasten som kommer med dekke, og tilsvarer korttidstøyningen $\varepsilon_{0,pl}$. For å finne kryptutviklingen har derfor bjelkekryp og kryp i samvirke grunnet dekke blitt vurdert separat. Bjelkekryp er undersøkt først, før kryp fra påstøp legges til. Kryp fra påstøp regnes ut på samme måte som bjelkekryp. Her benyttes det transformerte tverrsnittparameterne til samvirke. Den totale krypeffekten kan da beskrives med;

$$\Delta P_{kryp.tot} = \Delta P_{kryp.b} + \Delta P_{kryp.p} \quad (6.33)$$

der

$\Delta P_{kryp.b}$ er kryp i bjelke fra langtids tøyningen

$\Delta P_{kryp.p}$ er kryp i påstøp fra langtids tøyningen

6.5 Omlagring av moment

Omlagring av moment som følge av langtidseffekter på bjelkene er beregnet etter Norsk Betongforening sin Publikasjon 10. Under er formel (3.9) gjengitt med de verdiene betraktningstidspunktene.

$$M_s = M_{g1} \cdot \frac{\varphi'_{3.b-3.28}}{1 + \kappa\varphi_{28.b}} + M_{(g2+g4)} \cdot \frac{\varphi_{28.b}}{1 + \kappa\varphi_{28.b}} + (P_I \cdot e'_{u2} - P_{02} \cdot e'_{o2}) \cdot \frac{\varphi'_{3.b-28.b}}{1 + \kappa\varphi_{28.b}} + \Delta P_2 \cdot e'_{u2} + F_{03} \cdot \left(y'_{o2} - \frac{h_p}{2} \right) \cdot \frac{1}{1 + \kappa\varphi_{pl}} \quad (6.34)$$

Omlagringen er undersøkt for tidspunktene 1 år og 100 år. Disse tidspunktene er basert på alderen til bjelkene, der det antas at dekket støpes 28 dager etter bjelkestøp. Det antas også at dekket vil ha oppnådd tilnærmet full stivhet 28 dager etter støp (56 dager etter bjelkestøp), og trafikklasten kan plasseres på dekket. Nyttelaster fra trafikk, vind og liknende er ikke tatt hensyn til i denne omlagringen, da det fokuseres på langtidseffekten av permanente laster.

Ettersom herdeprosessen er noe som skjer over tid er overgangen til fast innspenning de første 28 døgnene etter støp av dekke gradvis. Dette gjør det vanskelig å benytte likningen presentert i Publikasjon nr. 10 i denne begynnelsesfasen. Det er derfor valgt å ikke se nærmere på hva som skjer før dekket oppnår tilnærmet full stivhet. Det antas at omlagringen M_s vil være null når dekket oppnår full stivhet (her 56 dager etter bjelkestøp).

Kryptallene som er benyttet er basert på kryptall som er funnet i vedlegg 6 for de ulike betraktningstidspunktene.

$$\varphi'_2 = \varphi_{3.b} - \varphi_{3.28} \quad (6.35)$$

der

$\varphi_{3.b}$ er kryptall for belastningstidspunkt døgn 3, betraktningstidspunkt b

$\varphi_{3.28}$ er kryptall for belastningstidspunkt døgn 3, betraktningstidspunkt døgn 28

$$\varphi_2 = \varphi_{28.b} \quad (6.36)$$

der

er kryptall for belastning etter 28 døgn, betraktningstidspunkt b

For å finne tøyingsdifferansen mellom dekke og bjelker er det antatt 28 dagers svinn for påstøp har tilnærmet fullt samvirke med bjelker. Differansen er basert på forskjell i svinn i overkant av bjelke og plate. Svinndifferansen ved dette tidspunktet vil resultere i et tvangsmoment på bjelkene. I realiteten vil denne overgangen være noe mer gradvis, men i oppgaven er det forenklet og sett på som en kraft som inntreffer 28 dager etter støp av plate. Svinn av dekke er funnet på samme måte som under delkapittel 6.4 *Tap av spennkraft*. I henhold til Publikasjon nr. 10 er det ikke tatt hensyn til slakkarmering under utregning av svinnekraften.

$$\Delta\epsilon_{cs} = \epsilon_{pl.28} - \Delta\epsilon_{b.ok.28.56} \quad (6.37)$$

der

$$\Delta\epsilon_{b.ok.28.56} = \epsilon_{b.56} - \epsilon_{b.28} \quad (6.38)$$

Relaksasjonskoeffisienten som benyttes er hentet fra Publikasjon nr. 10, der $\kappa = 0.8$

Effekten fra de ulike leddene er regnet ut hver for seg, for så å bli lagt sammen for å finne den totale omlagringseffekten på støttemomentet. Dette er gjort for hvert av betraktningstidspunktene. Under vises et eksempel på hvordan dette er regnet ut;

Omlagring av moment for NTB bjelker - betraktningstidspunkt 36500 døgn

$$\text{Første ledd: } M_{1,36500} := M_{s,g1,NTB} \cdot \frac{\varphi_{2,NTB,36500}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2,NTB,36500}} = -393.462 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (3.10)$$

$$\text{Andre ledd: } M_{2,36500} := M_{s,g2,NTB} \cdot \frac{\varphi_{2,NTB,36500}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2,NTB,36500}} = -304.646 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (3.15)$$

$$\text{Tredje ledd: } M_{3,36500} := \left(P_{1,NTB} \cdot e_{u2,NTB} \dots \right) \cdot \frac{\varphi_{2,NTB,36500}}{1 + \kappa \cdot \varphi_{2,NTB,36500}} = 1.556 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (3.18)$$

$$\left(+ P_{02,36500,NTB} \cdot e_{o2,NTB} \right)$$

$$\text{Fjerde ledd: } M_{4,36500} := \Delta P_{2,36500,NTB} \cdot e_{u2,NTB} = -213.545 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (3.18)$$

$$\text{Femte ledd: } M_{5,36500} := F_{03,NTB} \cdot \left(y_{02,NTB} - \frac{h_{pl}}{2} \right) \cdot \frac{1}{1 + \kappa \cdot \varphi_{pl,36500,NTB}} = -104.003 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (3.21)$$

$$\text{Totalt } M_{s,36500} := M_{1,36500} + M_{2,36500} + M_{3,36500} + M_{4,36500} + M_{5,36500} = 540.478 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

6.6 Lastkombinasjoner

Lastene kombineres i ulike lastkombinasjoner etter EK 0 for å finne de mest ugunstige tilstandene til konstruksjonen. Dette er gjort for både brudd- bruksgrensetilstand, der de verste delkombinasjonene for temperatur, vind og trafikk er tatt med.

Tabell NA. A2.1 viser en oversikt over de kombinasjonsfaktorene som er relevante for vegbruene. Disse har blitt benyttet ved utregning av de ulike grensetilstandene, med unntak av en innenfor trafikklast. I NA-rundskriv 2017/09, Rettelsesblad til håndbok N400 Bruprosjektering fra Statens Vegvesen kommer det fram at ved dimensjonering av LM3 for engangstransport skal verdiene $\psi_0 = 0$ og $\gamma_Q = 1,1$ benyttes [22].

Tabell 11 – Kombinasjonsfaktor for bruer

Påvirkning			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Trafikklast	gr1a	Boggilast	0,7	0,7	0,2/0,5
		Jevnt fordelt last	0,7	0,7	0,2/0,5
		Horisontale laster	0,7	0,7	0,2/0,5
		Laster på gangbaner/fortau	0,7	0,7	0,2/0,5
	gr1b		0,7	0,7	0,2/0,5
	gr2		0,7	0,7	0,2/0,5

	gr3	0,7	0,7	0,2/0,5
	gr4	0,7	0,7	0,2/0,5
	gr5	-	-	-
Vindkrefter	F_{wk}	0,7	0,6	0/0,5
Temperatur	T_k	0,7	0,6	0/0,5

6.6.1 Bruddgrense

Bruddgrensetilstand STR er benyttet for å finne dimensjonerende belastning. De to likninger fra Tabell NA.A2.4(B) som står beskrevet i Tabell 12 benyttes for å kombinere lastene i ulike lastkombinasjoner. Denne tar hensyn til kombinasjonsfaktorer og lastfaktorer.

Tabell 12 - Lastfaktorer for ULS – STR [5]

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig			
Ligning 6.10 a	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Ligning 6.10 b	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

$\gamma_{G,j,sup} = 1,35$ for permanent last

$\gamma_{G,j,inf} = 1,0$ for permanent last

$\xi = 0,89$ for egenvekt

$\gamma_{Q,1} = 1,35$ for vegtrafikk

$\gamma_{Q,1} = 1,60$ for vind

$\gamma_{Q,1} = 1,2$ for temperaturlast, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_{Q,i} = 1,50$ for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

Momentet antas å ha kombinasjonsfaktor $\gamma_s = 1$, etter spesifikasjon i Publikasjon 10 [10].

6.6.2 Bruksgrense

I bruksgrense kontrolleres det for karakteristiske verdier (SLS-KAR), ofte forekommende (SLS-OFTE) og tilnærmet permanent (SLS-PERM). SLS-KAR benyttes for kontroll av spenningsverdi, samt riss i lengderetning [7]. SLS-OFTE og SLS-PERM benyttes ved kontroll av rissvidder [8].

Tabell 13 - Lastfaktorer for SLS [5]

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig			
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,1} Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1, inf} Q_{k,1}$	$\psi_{2, i} Q_{k,i}$

Tilnærmet
permanent

$G_{k,j,\text{sup}}$

$G_{k,j,\text{inf}}$

P

$\psi_{2,1} Q_{k,1}$

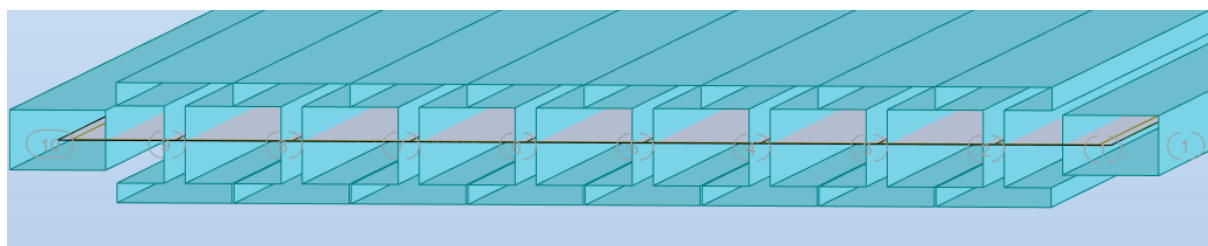
$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

6.7 Modellering i Robot

Regneprogrammet Robot har blitt benyttet for å analysere de ulike lastene som er relevante for konstruksjonen. Det er igjen gjort en forenkling av bruene, da Robot-modellen kun tar for seg et utsnitt av hele bruene. Dette utsnittet er basert på lengste bjelkespenn, samt de to bjelkene på hver sin side av dette. Disse anses som representative for lastfordeling over hele brukonstruksjonen, der det lengste spennet vil være dimensjonerende.

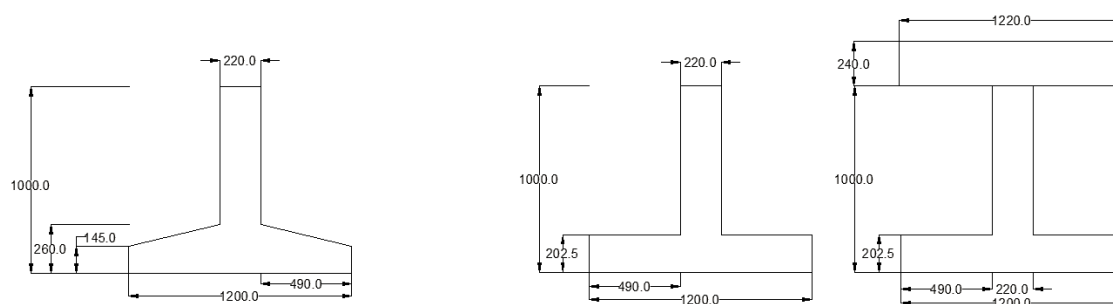
6.7.1 Samvirkemodell

For å sette opp samvirkekonstruksjonen mellom brubjelker og dekke har modellen blitt modifisert. Programmet har problemer med å forstå samvirket mellom bjelker og dekket når de legges inn som separate elementer. Dekke legges automatisk i akselinjen, og plasseres dermed i bjelketversnittets tyngdepunktakse. Når dekket manuelt plasseres over bjelketversnitt, enten ved en offset funksjon eller ut fra ulike aksehøyder, blir resultatene feil i forhold til forventet fordeling. Dette er gjenspeilt i flere ulike oppgaver som tar for seg denne typen samvirke i programmet [23] [24].



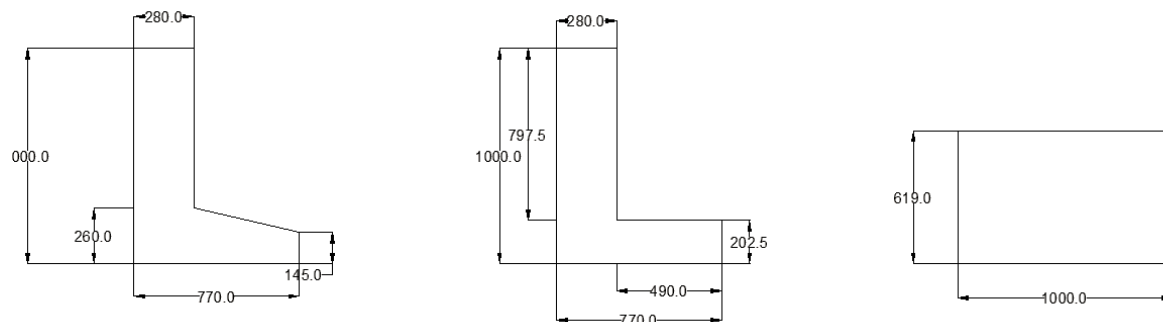
Figur 6-6 Illustrasjon av brutversnitt modellert i Robot

For å sikre at modellen har de korrekte parameterne har modifiserte tversnitt blitt benyttet. Det er laget nye tversnitt som benyttes i modellen, ved hjelp av funksjonen «bar sections». NTB bjelkene har først blitt forenklet slik at tversnittet kun består av horisontale og vertikale linjer. Dette er gjort ettersom programmet ikke tillater betongtversnitt som tilsvarer de faktiske tversnittene. Videre er samvirke med dekket representert ved å legge inn en øvre flens i tversnittet som tilsvarer dekkets høyde og den effektive bredden. I tillegg til dette er også elastitetsmodulen og skjærmodul til tversnittet modifisert ettersom bjelkene har betong B55 og dekket har betong B45. Dette er da løst ved å modifisere betongmaterialet og benytte et vektet gjennomsnitt av verdiene for de to betongkvalitetene, basert på de respektive arealene.



Figur 6-7 NTB: Originalt bjelketversnitt – Forenklet bjelketversnitt – Modellert samvirketversnitt

KTB bjelkene har blitt forenklet til kvadratiske tverrsnitt, da det ikke har vært mulig å legge inn realistiske tverrsnitt for kantbjelkene i modelleringsprogrammet. For å sikre at det fortsatt vil oppføre seg realistisk har bredden tilsvarende dekket over som vil påvirke bjelken blitt bevart. Utover dette er høyden modifisert slik at arealet er likt som det originale tverrsnittet. Videre ble andrearealmoment i y-retning skalert for å gjenspeile det korrekte tverrsnittet. Dette er gjort ved hjelp av funksjonen «Reduction of moment of inertia» der nye tverrsnitt defineres.



Figur 6-8 KTB: Originalt bjelketverrsnitt – Forenklet bjelketverrsnitt – Modellert samvirketverrsnitt

I tillegg til dette har dekket som blir lagt inn i modellen blitt justert. Det benyttes skallelementet «panel», definert som et ortotropisk materiale. Dekkets stivhetskoeffisient er satt tilnærmet lik null i en retning, mens den andre retningen har normal stivhet. Utover dette er vekten av dekket satt lik null for å unngå at denne vekten blir tatt med to ganger.

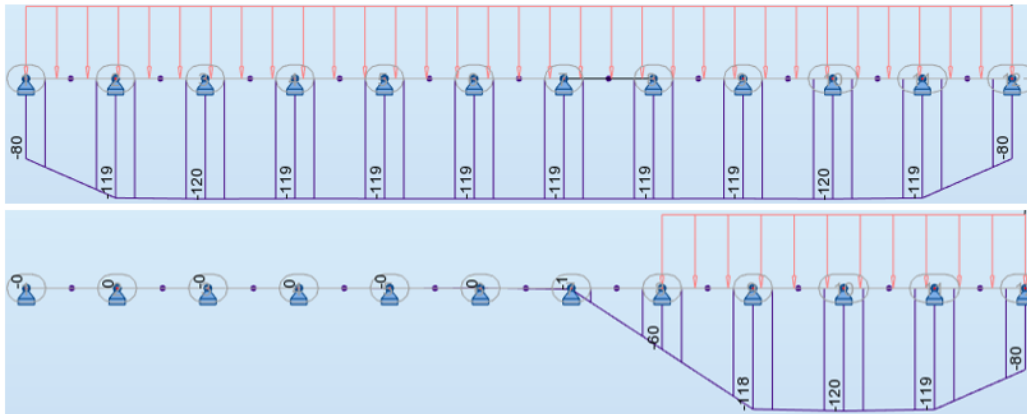
6.7.2 Kontroll av modell

For å verifisere at denne modellen gir troverdige svar har reaksjonen ved en jevnt fordelt last på dekket blitt undersøkt. Det ble først foretatt en rask kontroll hvor stivheten på tvers av dekkebredden varierte. Ettersom dekkets stivhet skal ligge et sted mellom uendelig stift og null stivhet er disse to ytterpunktene målt opp mot stivheten til det modellerte dekket. Dette har blitt undersøkt for tilfellene; fordelt last på hele dekket og fordelt last på deler av dekket. Det er sett på reaksjonskrefter i opplegg, samt nedbøyninger i dekket. Alle nedbøyningsresultatene som presenteres er hentet fra et snitt i midten av spennet.



Figur 6-9 Nedbøyning i midtspenn av modellert dekke med uendelig stivhet

Figur 6-9 viser nedbøyningen for de to lasttilfellene når dekke har full stivhet. Dette samsvarer med forventningene. Lastene fordeles ut på hele dekket og gir en uniform nedbøyning ved full stivhet.



Figur 6-10 Nedbøyning i midtspenn av modellert dekke uten stivhet

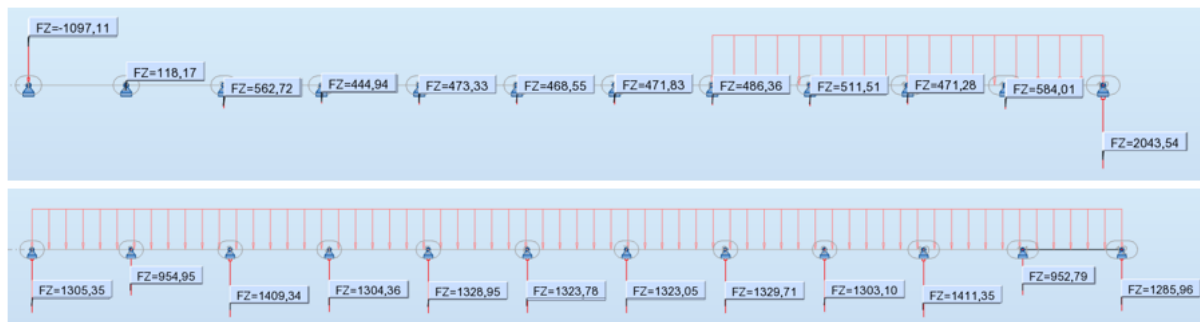
Det neste som undersøkes er hvordan dekket reagerer det er tilnærmet ingen stivhet i dekket. I dette tilfelle svarer også nedbøyningen til forventningene. Dekket får en lokal nedbøyning under lastarealet, men vil ikke gi noen videre fordeling av denne lasten.



Figur 6-11 Nedbøyning i midtspenn av modellert dekke med modellert stivhet

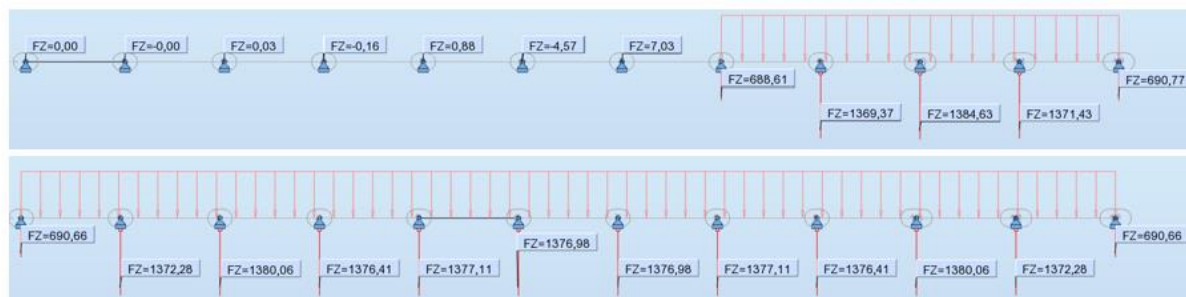
Videre ble nedbøyningen ved stivhet fra modellen kontrollert. Stivheten som benyttes for samvirkemodellen stemmer overens med forventningene om at den befinner seg et sted mellom de to ytterpunktene som er presentert over. Den fordelte lasten på hele dekke gir en relativt jevn nedbøyning som er noe større inn mot midten av dekket. Denne fordelingen av krefter ved hjelp av dekkstivheten kommer spesielt tydelig fram når fordelt last blir lagt på kun deler av dekke. Her vises det hvordan dekket vil fordele deler av kreftene ut gjennom dekke, men ikke gi en uniform nedbøyning som ved et fullstendig stivt dekke.

Videre ble reaksjonskrefter ved opplegg undersøkt for de tre ulike stivhetene.



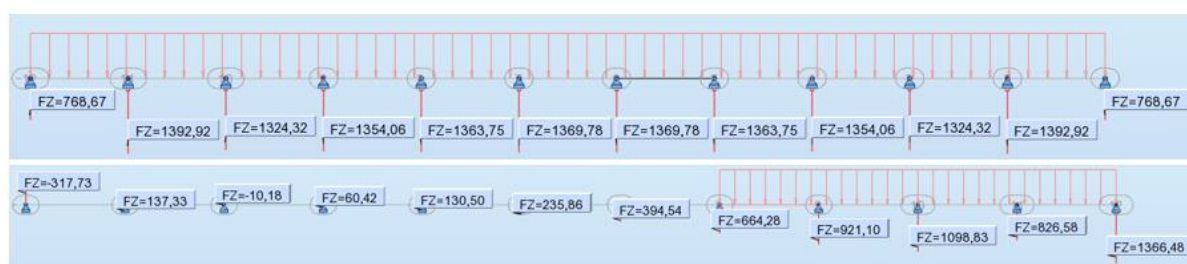
Figur 6-12 Reaksjonskraft ved opplegg for modellert dekke med uendelig stivhet

Først ble det sett på kreftene som oppsto når dekke var fullstendig stivt. Disse samsvarte bra med forventningen om at lasten fordeles ut over hele dekket. Bildene over viser også noen avvik fra denne antagelsen. Ved fordelt last på hele dekket er det tydelig at opplagg nummer to fra kanten har noe lavere reaksjonskraft. Dette er symmetrisk for begge sider av dekket. Når lasten fordeles på kun deler av dekket er derimot reaksjonskreftene i de ytterste bjelkene store sammenliknet med de indre oppleggene.



Figur 6-13 Reaksjonskrefter ved opplagg for modellert dekke uten stivhet

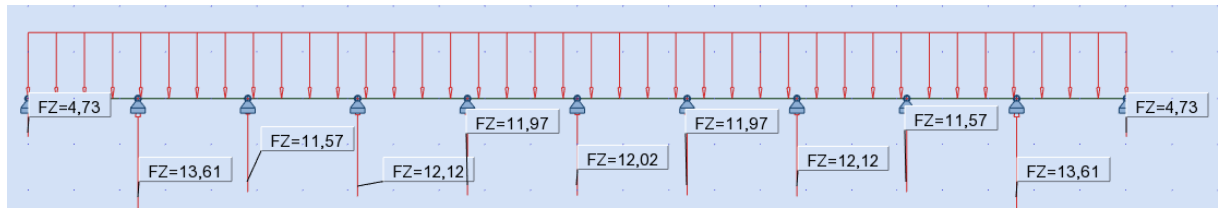
Det neste som ble undersøkt var hvordan kreftene reagerte når dekket har ingen stivhet. Lastfordelingen fra dekke som fremkommer i reaksjonskreftene reflekterer lastarealet fra den påførte lasten. Dette gir altså forventede reaksjonskrefter.



Figur 6-14 Reaksjonskrefter ved opplagg for modellert dekke med modellert stivhet

Til slutt ble reaksjonskrefter i oppleggene kontrollert for stivheten som benyttes i modellen. Disse framstår også som relativt logiske. For en fordelt last på hele dekket er kreftene i de ulike opplagerne jevne, med unntak av noe mindre hos de ytterste. Her er det naturlig nok et mindre lastareal som påvirker bjelkene. For lasten som er fordelt på deler av dekket gjenspeiler reaksjonskreftene hovedsakelig den nedbøyningen som framtrer i det samme tilfelle. Unntaket til dette er opplager 2 og 11. Her er det et unaturlig hopp i kreftene.

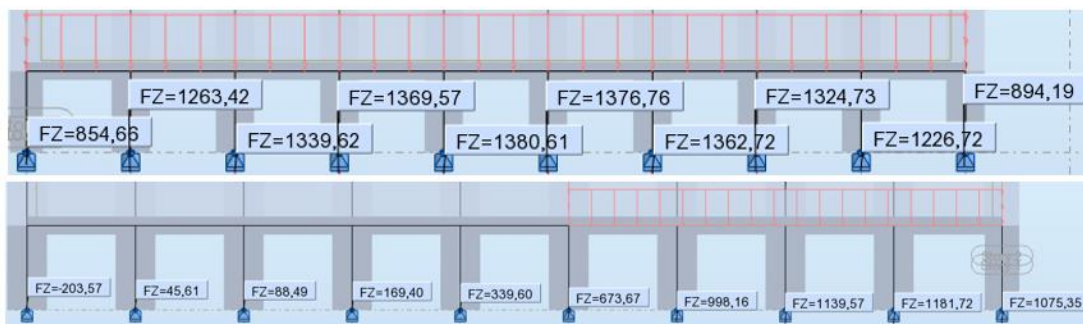
Ettersom det oppstår noe unaturlige krefter mot kanten av dekketverrsnittene, er det utført videre kontroller av modellen. En mulig årsak til disse unormalhetene i oppførselen av opplagerkreftene kan være tvangsmomenter ettersom bjelkene hele veien tvinges ned i oppleggene. For å undersøke dette nærmere har først en enkel bjelke med fordelt last på hele dekket blitt kontrollert.



Figur 6-15 Reaksjonskrefter på bjelke belastet med en jevnt fordelt last

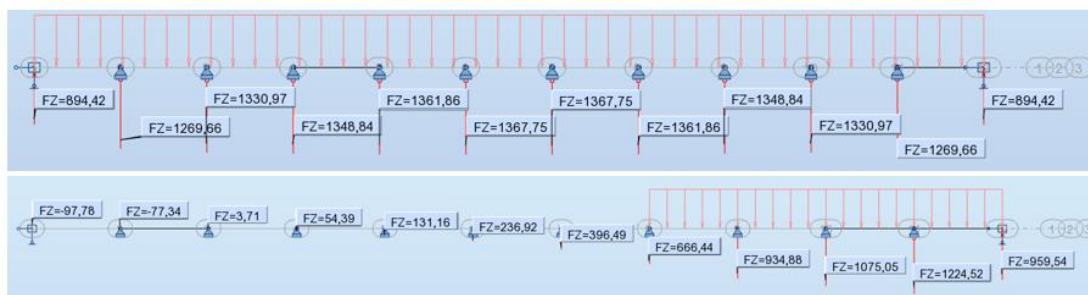
Kontrollen på bjelken over stemmer bra med antakelsen, da det her også ser ut til å være et tvangsmoment som påvirker opplegg nummer to fra kanten. Det er derfor et unaturlig hopp i reaksjonskraften ved opplegget.

Ettersom det fortsatt var noe usikkerhet knyttet til reaksjonskreftene som oppstår i tilfelle nummer to for dekket med riktig stivhet, ble det videre modellert to alternative modeller for dekket.



Figur 6-16 Reaksjonskrefter på bru modellert med elementer

Modellen over viser en mer realistisk framstilling av dekket, sammensatt av vegg- og gulvdekker i Robot. Oppførselen av modellen vil da være tilnærmet lik en elementkonstruksjon, og tar da hensyn til volumet og høyden fra bjelkene. Her er også dekket plassert på toppen av bjelkene som sikrer at bjelkene fordeler kreftene ut fra toppen av bjelken, og vil også avstive fra toppen. Igjen kan det leses ut fra reaksjonskreftene at det skjer noe med kreftene ytterst da det er et sprang i kreftene her. En forklaring på dette kan være en global torsjonskraft som følge av lasten som ligger fordelt på kun en del av dekket og må holdes igjen.



Figur 6-17 Reaksjonskrefter på bru med begrenset bevegelse i ytterbjelke

Den neste modellen som ble undersøkt er lik den originale modellen som skulle bli kontrollert, men her er de ytterste bjelkene avstivet fra bevegelse i tverretningen. Ettersom det kan antas at dekke vil vri seg om midtbjelken vil det oppstå en torsjon rundt dette. I realiteten vil derimot disse bjelkene ligge så nær at de vil ha tilnærmet lik oppførsel som et hulldekke og vil være stivet av mot bevegelser i tverretning. Dette er tatt høyde for ved å endre de ytterste oppleggene til gaffelopplegg. Resultatene fra denne modellen stemmer bra med de fra konstruksjonen modellert med elementer.

Dette er trolig den mer realistiske av modellene, og er blitt brukt videre for å finne dimensjoneringslaster i bjelker.

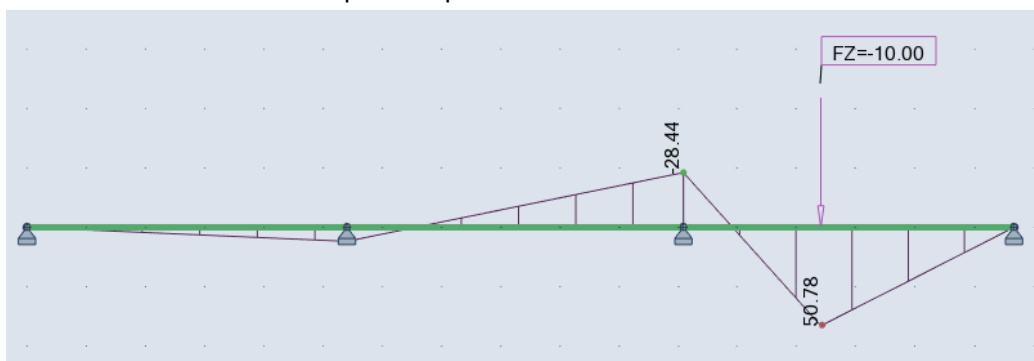
6.7.3 Modellering av laster

De ulike lastene ble plassert i Robot-modellen for å se hvordan de påvirket bjelkene. Her ble det undersøkt både når bjelkene var fritt opplagt, samt ved kontinuerlige bjelker over opplagere. Det er antatt at trafikklast ikke er relevant for kontroll av fritt opplagte bjelker, ettersom det ikke vil være trafikk på bruene før samvirke er opprettet. Temperaturlaster ses også bort fra da det er antatt at bjelkene ikke holdes igjen fra denne deformasjonen. Disse er derfor ikke tatt med i Robot-modellen for fritt opplagt system.

De relevante primære og sekundære egenlastene for hver av bjelketilstandene er plassert som fordelte laster på bjelker. Modell av kontinuerlig bru inkluderer egenlasten fra brubjelker, dekke og asfalt da dette vil gi de største moment- og skjærkreftene. KTB bjelkene har i tillegg til dette blitt belastet med en fordelt last fra rekkverket. Den fritt opplagte bjelken er modellert for samme belastning, da det fritt opplagte systemet må bære lasten fram til påstøp herder.

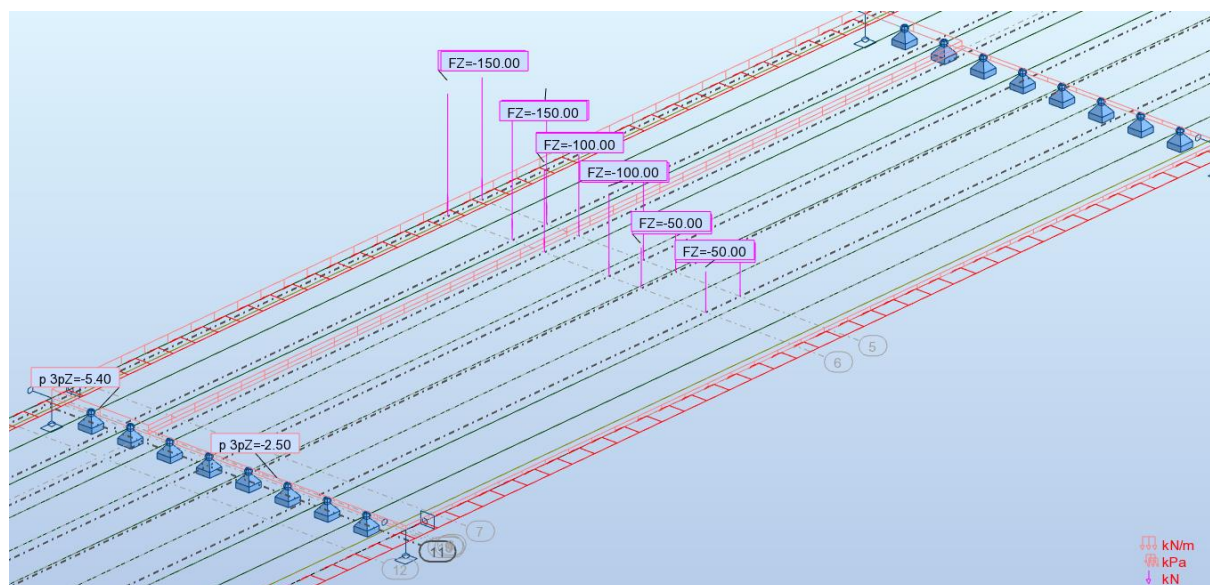
Vindlasten er kontrollert for de ulike kombinasjoner av horisontale og vertikale laster. Alle lastene er plassert som overflate laster som virker på dekket. De vertikale lastene er undersøkt for tilfelle; med trafikk og uten trafikk. Når det antas ingen trafikk på bruene, er laste plassert for å gi trykk i underkant av konstruksjonen. Ved trafikklast på konstruksjonen antas det at vindlasten gir trykk i overkant av bruene. Modell med fritt opplagte bjelker er kun kontrollert for vindlast uten trafikk.

De resterende lastene, trafikk og termisk, er kun undersøkt for den kontinuerlige brumodellen. Ved kontroll av trafikklast har de ulike lastkombinasjonene av LM1, LM2 og LM3 med horisontale laster blitt kombinert. Alle laster er plassert på dekket.



Figur 6-18 Eksempel på momentreaksjon for bevegelig last kjørt over konstruksjonen

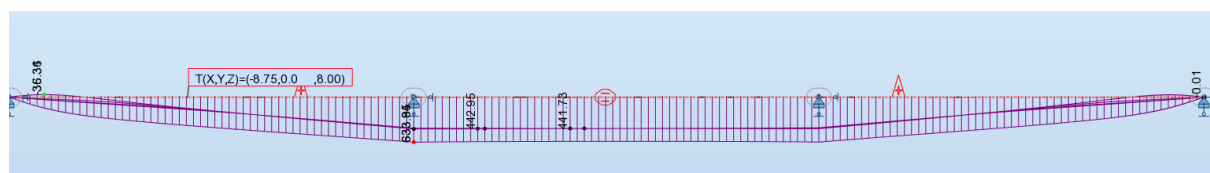
For å finne den mest ugunstige trafikklasten fra LM1 har momentoppførselen ved kontinuerlig bjelke blitt undersøkt. Dette ble gjort ved å plassere en bevegelig vertikal last på en enkel bjelke. Et eksempel på dette er vist i Figur 6-15. Responsen ble undersøkt for å finne mest ugunstig plassering av punktlaster. Ettersom konstruksjonen består av flere spenn har enkle kontroller av lastkombinasjoner for belastning av de ulike spennene blitt gjennomført. De mest ugunstige plasseringene har igjen blitt overført til brumodellen. Det ble utviklet tre ulike varianter av LM1 for maksimalt felt- og støttemoment, samt største skjærkraften. Figur 6-16 viser eksempel på lastplassering for LM1. Her er lasten plassert midt i spennet for å gi maksimalt feltmoment.



Figur 6-19 Eksempel på plassering av trafikklaster i henhold til LM1

Plasseringen av vertikale laster i LM2 er bestemt på samme måte som for LM1. Ved kontroll av LM3 er lasten blitt forenklet til en fordelt last. Antallet akslinger, samt den korte avstanden mellom dem gjør at dette kan antas å gi en tilnærmet lik effekt (se Tabell 8 for nærmere lastbeskrivelse).

Ved kontroll av de ulike lastkombinasjonene kommer det fram at LM1 er den mest ugunstige lastmodellen for bruene. Det er derfor gått videre med resultater fra denne.



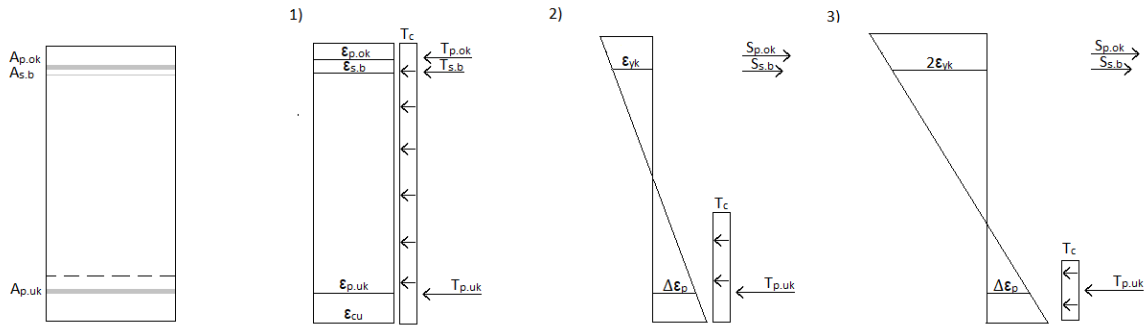
Figur 6-20 Termisk last fra kombinasjon 7 på kontinuerlig burmodell

Kombinasjoner av termiske laster ble plassert på bjelker i modellen for å finne det største momentet. Skjærkrefter antas å være lik 0. Det oppstår noe skjær ved bruene, disse er ikke tatt hensyn til, ettersom modellen representerer interne spenn i brua. Modellen er undersøkt for de ulike kombinasjonene som er presentert i Tabell 10. De mest ugunstige kombinasjonene er kombinasjon 5 og 7, da begge gir samme verdi.

6.8 Bruddgrensetilstand

Det er her gått gjennom oppspenningstilstand, momentkapasitet og skjærkapasitet for bjelkeelementet NTB. KTB bjelker har blitt kontrollert på samme måte. Se vedlegg 10, 11, 12 for dette.

6.8.1 Oppspenningstilstand



Figur 6-21 Last og bjelketøyninger ved kontrollpunkt under oppspenningstilstand

I oppspenningstilstanden er de tre punktene som er vist over kontrollert.

Ettersom bjelken antas å ha en fasthet som tilsvarer den som er oppnådd etter 3 dager når spenntau kuttes, vil ϵ_{cu} reduseres. I henhold til EK2 kan $f_{ck}(3)$ beskrives ved likningen under;

$$f_{ck}(t) = f_{cm} - 8 \text{ MPa} \quad (6.39)$$

Basert på dette kan $\epsilon_{cu,3}$ hentes ut fra Tabell 3.1. Dette vil tilsvare den dimensjonerende trykktøyningen til betongen. ϵ_{yk} viser til flytetøyningen til slakkarmeringen i øvre del av tverrsnittet, da denne vil flyte først.

I punkt 1) antas det at alle tøyninger tilsvarer trykktøyningen til betongen. Basert på dette finnes aksial- og momentkapasitet med likning;

$$N_1 = T_{1c.b} + T_{1p.uk} + T_{1p.ok} + T_{1s.b} \quad (6.40)$$

$$M_1 = T_{1p.uk} \cdot e_{1p.uk} - T_{1p.ok} \cdot e_{1p.ok} - T_{1s.b} \cdot e_{1s.b} \quad (6.41)$$

For punkt 2) er aksial- og momentkapasitet funnet basert på trykksonen som tilsvarer et balansert tverrsnitt. Denne er igjen funnet ut ifra antagelser $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ og $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$. Disse gir da trykksoneandelen;

$$\alpha_2 = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} \quad (6.42)$$

Ut ifra denne trykksonen kan kapasitetene for tverrsnittet beskrives ved;

$$N_2 = T_{2c} + T_{2p.uk} - S_{2p.ok} - S_{2s.b} \quad (6.43)$$

$$M_2 = T_{2p.uk} \cdot e_{2p.uk} + T_{2c} \cdot e_{2c} + S_{2s.p.ok} \cdot e_{2s.p.ok} \quad (6.44)$$

For det siste kontrollpunktet benyttes samme fremgangsmetode som ved punkt 2, men her er det forutsatt at $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ og $\epsilon_s = 2\epsilon_{yd}$. Dette gir da α ;

$$\alpha_3 = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 2\epsilon_{yd}} \quad (6.45)$$

Likningen for kapasiteten i den tredje tilstanden vil da være like som de benyttet ved den foregående tilstanden.

$$N_3 = T_{3c} + T_{3p.uk} - S_{3p.ok} - S_{3s.b} \quad (6.46)$$

$$M_3 = T_{3p.uk} \cdot e_{3p.uk} + T_{3c} \cdot e_{3c} + S_{3s.p.ok} \cdot e_{3s.p.ok} \quad (6.47)$$

Disse punktene plottes i M-N – diagram for å finne et kapasitetsområde for elementet i oppspenningstilstanden.

6.8.2 Momentkapasitet

Bjelken er kontrollert for tilstandene

- Etter 28 dager, før samvirke (i felt)
- Etter 100 år (i felt og over støtte)

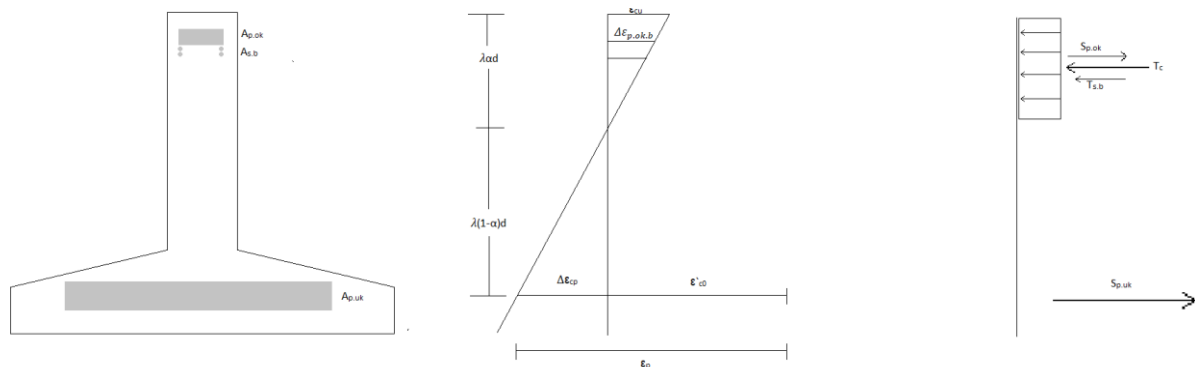
Ettersom betongen som benyttes i bjelkene er angitt som B55 er effektiv tryksonehøyde og effektiv fasthet funnet i henholdt til EK2. Ettersom $50 < f_{ck} < 90\text{MPa}$ benyttes formlene under

$$\lambda = 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad (6.48)$$

$$\eta = 1.0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad (6.49)$$

Dekket som støpes på vil derimot ha en fastet $f_{ck} = 45\text{ MPa}$. I henhold til EK2 settes da effektiv fasthet lik 1.0, mens effektiv trykksonehøyde antas å være 0.8. Det aktuelle trykkbruddet for betongen ϵ_{cu} er antatt å være ϵ_{cu3} ettersom den bilineære kurven benyttes under dimensjoneringen. Verdiene for disse er hentet ut fra Tabell 3.1 fra EK2, der $\epsilon_{cu3} = 3.1\text{‰}$ for B55 og 3.5‰ for B45.

For alle beregninger av momentkapasitet er det valgt å inkludere betongens trykksone, spennarmering i over- og underkant, samt slakkarmering i overkant av bjelke. Ved samvirke er også slakkarmeringen i platen tatt med i beregningene. Spennarmeringen tilsvarer den som er blitt anslått under delkapittelet Case, mens slakkarmeringen er i henhold til tegninger fra håndbok V426.



Figur 6-22 Krefter ved momentkontroll av bjelke med trykk i overkant

For å beregne momentkapasiteten i feltet til bjelken etter 28 dager ble metode 2 benyttet, der kreftene anses som en indre kraft. Som nevnt under delkapittelet som tar for seg momentkapasitet under teori har hvorvidt tverrsnittet er over- eller underarmert blitt undersøkt ved å benytte formelen for balansert trykksoneandel for å finne balansert tverrsnitt. Det er antatt at trykksonen ligger et stykke ned i bjelken, og basert på dette er likevektslikningen under satt opp;

$$T_c + T_s = S_{p,uk+ok} \quad (6.50)$$

der

$$T_c = \alpha \eta \lambda d b_w f_{cd} \text{ er trykket i betong}$$

$$T_s = f_{yd} A_{s,b} \text{ er trykket i slakkarmering}$$

$$S_{p,uk+ok} = f_{pd} A_{p,uk} + \epsilon'_{p0,ok} A_{p,ok} E_p \text{ er strekket til spennarmering i over og underkant}$$

Ettersom spennarmeringen i overkant av bjelketverrsnittet vil ligge i trykksonen er det tatt med en reduksjon av strekkraften til spennarmeringen i dette området. Dette er beskrevet under.

$$\varepsilon'_{p0.ok.28} - \Delta\varepsilon_{p.ok.b} \quad (6.51)$$

der

$\varepsilon'_{p0.ok.28}$ er den effektive tøyningen i spennarmeringen i ok etter tap av spennkraft

$\Delta\varepsilon_{p.ok.b}$ er trykktap i spennarmering, basert på tøyningsreduksjon i armeringen

Basert på likevektslikningen er armeringsbehovet for spennarmering i underkant ved balansert tverrsnitt funnet.

Ettersom tverrsnittet er funnet til å være overarmert må også tøyning til spennarmering underkant tas hensyn til under likevektsbetraktningene til tverrsnittet. Fellestøyningen til betongen og spennarmeringen i underkant kan uttrykkes ved likningen;

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \varepsilon_{cu} \quad (6.52)$$

Basert på dette kan ny likevektslikning settes opp, som videre ordnes til en andregradslikning

$$\alpha\eta\lambda db_w f_{cd} + f_{yd} A_{s.b} = \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \varepsilon_{cu} + \varepsilon'_{p0.uk} \right) A_{p.uk} + \varepsilon'_{p0.ok} A_{p.ok} E_p \quad (6.53)$$

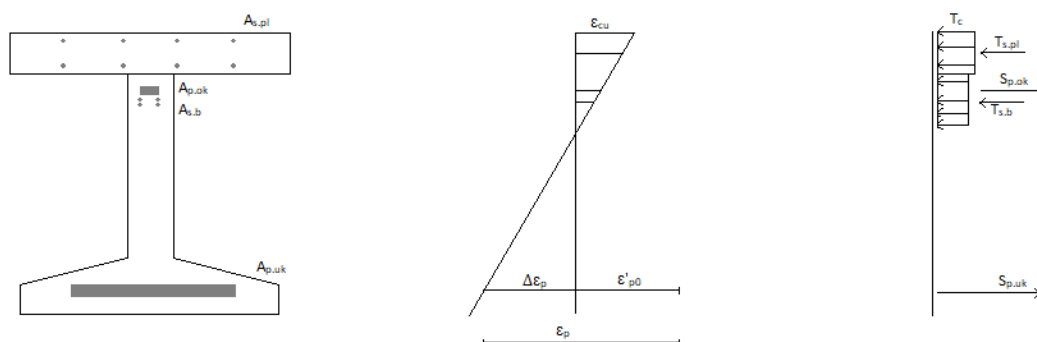
$$\eta\lambda db_w f_{cd} \alpha^2 + (\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_{p0.uk}) A_{p.uk} E_p \alpha - \varepsilon_{cu} E_p A_{p.uk} - \varepsilon'_{p0.ok} A_{p.ok} E_p + f_{yd} A_{s.b} \quad (6.54)$$

Basert på den nye trykksonehøyden som finnes når likningen over løses med hensyn på α er momentkapasiteten funnet ved likning

$$M_{Rd} = T_c \cdot z_c + S_{p.uk} \cdot z_{p.uk} + T_s \cdot z_s - S_{p.ok} \cdot z_{p.ok} \quad (6.55)$$

der

$z_{c,p.uk,s,p.ok}$ er avstanden fra kraft til nøytralakse



Figur 6-23 NTB Samvirketverrsnitt: Krefter og tøyninger ved trykk i overkant

Kapasiteten for samvirketverrsnittet etter 100 år kontrolleres etter metode 1 (spennkraft som ytre last) ved støtter, og etter metode 2 (spennkraft som indre last) i felt.

I feltet er det benyttet samme framgangsmetode som den beskrevet for bjelken over.
Likevektslikningen som først ble benyttet er basert på bildet som vises over, der nøytralaksen
befinner seg i steget til bjelken. Dette ga likningen;

$$T_{c.pl} + T_{c.b} + T_{s.b} + T_{s.pl} = S_{p.uk+ok} \quad (6.56)$$

der

$T_{c.b} = \eta b_w f_{cd.b} (\alpha d \lambda - h_{pl})$ er trykket i betong i bjelke

$T_{c.pl} = b_{pl} h_{pl} f_{cd.pl}$ er trykket i dekket

$T_{s.b} = f_{yd} A_{s.b}$ er trykket i slakkarmering i bjelke

$T_{s.pl} = f_{yd} A_{s.pl}$ er trykket i slakkarmering i dekket

$S_{p.uk+ok} = f_{pd} A_{p.uk} + (\varepsilon'_{p0.ok} - \Delta \varepsilon_{p.ok.b}) A_{p.ok} E_p$ er strekket til spennarmering i over og underkant

Armeringsbehovet basert på balansert tverrsnitt blir da større enn spennarmeringen som befinner seg i underkant. Tverrsnittet er altså underarmert. Trykksoneandelen α er så videre korrigert, da trykksonen befinner seg i deler av dekket. Under vises eksempel for hvordan dette er løst.

NTB - Sammvirkebjelke momentkapasitet i felt

Balansert tverrsnitt

$$\alpha_{b,NTB} := \frac{\varepsilon_{cu.pl}}{\varepsilon_{cu.pl} + \left(\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0.uk.36500} \right)} = 0.73$$

Tøyningsstap i spennarmering i ok

$$\Delta \varepsilon_{p.ok} := \frac{\varepsilon_{cu.pl}}{(\alpha_{b,NTB})} (\alpha_{b,NTB} - \alpha_{b,NTB.ok}) = 0.003$$

Likevektslikning

$$T_{c.pl,NTB} + T_{c.b} + T_{s.pl} + T_{s.b} = S_{p.uk} + S_{p.ok}$$

$$f_{cd.pl} \cdot b_{pl} \cdot h_{pl} + f_{cd.b} \cdot b_b \cdot \eta \cdot (\alpha_b \cdot d \lambda - h_{pl}) + (A_{s.pl} + A_{s.b}) \cdot f_{yd} = A_{pb} \cdot f_{pd} + E_p \cdot A_{p,NTB.ok} \cdot (\varepsilon'_{p0.ok} - \Delta \varepsilon_{p.ok})$$

Armering for balansert tverrsnitt

$$A_{pb} := \frac{f_{cd.pl} \cdot b_{NTB.pl} \cdot h_{pl} + f_{cd.b} \cdot b_{NTB.w} \cdot \eta_{B55} \cdot (\alpha_{b,NTB} \cdot d_{B55} - h_{pl}) + (A_{s,NTB.pl} + A_{s,NTB.b}) \cdot f_{yd} - E_p \cdot A_{p,NTB.ok} \cdot (\varepsilon'_{p0.ok.36500} - \Delta \varepsilon_{p.ok})}{f_{pd}} = 7648.755 \text{ mm}^2$$

$$A_{pb} > A_{p,NTB.uk}$$

Underarmert!

Ut i fra kontroll kan det antas at trykksonen befinner seg i plate. Gjør ny kontroll der det antas at slakkarmering i plate og deler av platen ligger i trykksonen.

$$T_{c.pl,NTB} + T_{s.pl} = S_{p.uk} + S_{p.ok}$$

$$\alpha_{NTB.2} := \frac{A_{p,NTB.uk} \cdot f_{pd} + E_p \cdot A_{p,NTB.ok} \cdot (\varepsilon'_{p0.ok.36500}) - A_{s,NTB.pl} \cdot f_{yd}}{f_{cd.pl} \cdot b_{NTB.pl} \cdot d \cdot 0.8} = 0.206$$

$$0.8 \cdot (\alpha_{NTB.2} \cdot d) = 189.856 \text{ mm}$$

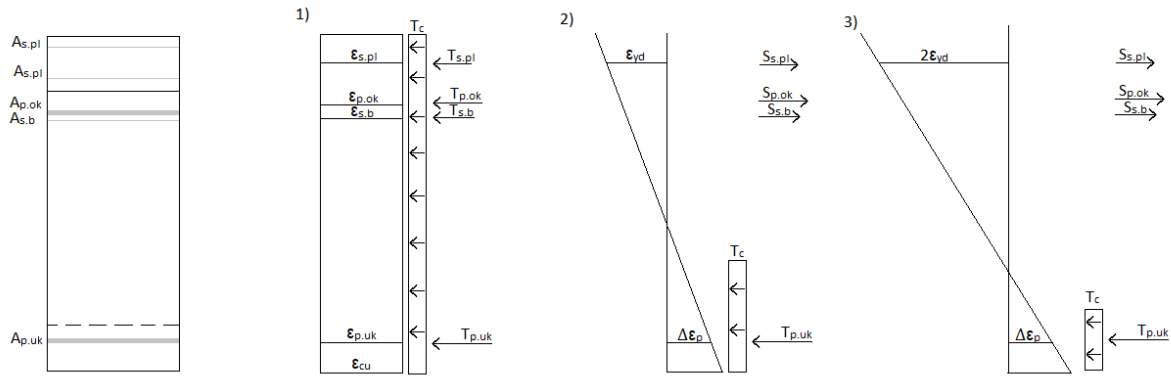
Trykksonen befinner seg i platedekket til tverrsnittet.

For så å finne momentkapasiteten ved å se på kreftene og deres avstand til nøytralaksen på samme måte som ved bjelken.

$$M_{Rd} = T_{c.pl} \cdot z_{c.pl} + S_{p.uk} \cdot z_{p.uk} + T_{s.pl} \cdot z_{s.pl} - S_{p.ok} \cdot z_{p.ok} \quad (6.57)$$

der

$z_{c.pl,p.uk,s.pl,p.ok}$ er avstanden fra kraft til nøytralakse



Figur 6-24 Samvirkebjelke med trykk i bunn - krefter og tøyninger ved ulike kontrolltidspunkt

Over støtte, hvor metode 1 benyttes, er de tre tilstandene; rent trykk, balansepunkt og dobbel karakteristisk flytning undersøkt for å sette opp et N/M – diagram for tverrsnittet. Dette er gjort ettersom det antas at trykksonen befinner seg i bunnen av tverrsnittet. Beregningene er gjennomført på samme måte som for oppspenningstilstanden, men her benyttes samvirke tverrsnittet. I tillegg til dette benyttes trykktøyning i betong som er basert på 28-dagers trykkfasthet, $f_{ck} = 55 \text{ MPa}$. I strekksoner er det tatt utgangspunkt i flyt for slakkarmeringen som befinner seg i dekket. Dette er gjort ettersom det er antatt at slakkarmeringen antas å være dimensjonerende.

I punkt 1) er aksial- og momentkapasitet funnet ved likning;

$$N_1 = T_{1c.pl} + T_{1c.b} + T_{1p.uk} + T_{1s.pl} + T_{1p.ok} + T_{1s.b} \quad (6.58)$$

$$M_1 = T_{1p.uk} \cdot e_{1p.uk} - T_{1s.pl} \cdot e_{1s.pl} - T_{1p.ok} \cdot e_{1p.ok} - T_{1s.b} \cdot e_{1s.b} \quad (6.59)$$

For punkt 2) er aksial- og momentkapasitetene for tverrsnittet beskrives ved;

$$N_2 = T_{2c} + T_{2p.uk} - S_{2s.pl} - S_{2p.ok} - S_{2s.b} \quad (6.60)$$

$$M_2 = T_{2p.uk} \cdot e_{2p.uk} + T_{2c} \cdot e_{2c} + S_{2s.p.ok} \cdot e_{2s.p.ok} \quad (6.61)$$

Punkt 3) gir likningene;

$$N_3 = T_{3c} + T_{3p.uk} - S_{3s.pl} - S_{3p.ok} - S_{3s.b} \quad (6.62)$$

$$M_3 = T_{3p.uk} \cdot e_{3p.uk} + T_{3c} \cdot e_{3c} + S_{3s.p.ok} \cdot e_{3s.p.ok} \quad (6.63)$$

Disse verdien er videre plottet inn i N/M- diagram som viser til kapasiteten ved støttet for tverrsnittet.

6.8.3 Skjærkraftkapasitet

Skjærkraftkapasiteten er undersøkt i henhold til EK2. Det er kontrollert for last på samvirketverrsnittet etter 1 år og 100 år, samt etter 28 dager før samvirket oppstår. Det er i første omgang kontrollert for tverrsnitt uten beregningsmessig behov for skjærarmering.

I de nye NTB- og KTB-bjelkene som er utarbeidet av Statens Vegvesen er det kommet fram at det statisk ikke vil være nødvendig med skjærarmering [9]. Det er derfor kun armert etter minimumskrav fra EK2 og Hb400. De preaksepterte bjelkene fra V426 har også fått innvilget fravik på senteravstand til denne minimumsarmeringen. Dette har resultert i at NTB bjelker er armert med $\emptyset 12c200$, mens KTB bjelker benytter $\emptyset 12c300$. Det stemmer derimot ikke overens med analysen som er gjennomført

i denne oppgaven. Det er derfor videre blitt kontrollert med hvordan minimums bøylearmering i henhold til V426 påvirker skjærstrekkkapasiteten til tverrsnittet.

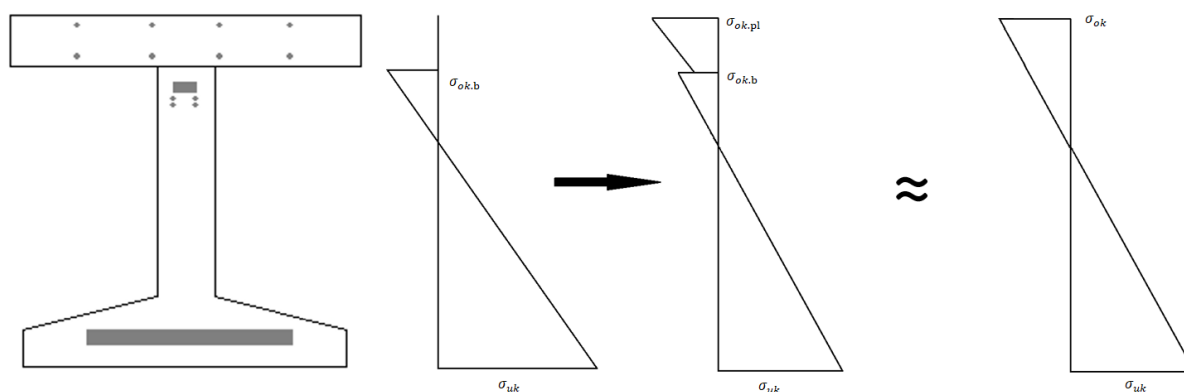
For beregningene ved skjærarmert tverrsnitt antas det at $\cot \theta$ tilsvarer 2.5, mens bøylearmeringen som er hentet fra tabell 2.3.3. i V426 tilsvarer $735 \text{ mm}^2/\text{m}$ for NTB-bjelker, og $1130 \text{ mm}^2/\text{m}$ for KTB-bjelker.

For å beregneskjærtrykkkapasiteten er den maksimale skjærkapasiteten som er gitt ved $V_{Rd,max}$ benyttet.

6.9 Bruksgrensetilstand

Spenninger og deformasjoner er kontrollert for NTB- og KTB-bjelker. Det presenteres her metoden som er benyttet for å kontrollere NTB-bjelker. Denne tilsvarer metoden som ved kontroll av KTB-bjelker. Dette kan finnes i vedlegg 13.

6.9.1 Spenningstilstand



Figur 6-25 Spenninger i NTB-bjelketverrsnitt

Ettersom dekket er støpt på et annet tidspunkt enn bjelken oppstår det ulike spenninger i de to konstruksjonsdelene. Dette er illustrert i Figur 6-6. Først vil bjelken alene måtte bære lasten fra både dekket og bjelken. Da vil spenningsene kun befinne seg i bjelken. Etterhvert som samvirke opprettes og dekket gir stivhet vil spenningsene fordele seg ut til dekket. Disse vil fordele seg stadig mer jevnt ut over hele det nye tverrsnittet. Til tross for dette vil alltid forekomme et sprang mellom bjelken og dekket. Dette er komplisert å beregne med nøyaktighet og derfor er det valgt å forenkle samvirketverrsnittet. I beregningene antas spenningsen i tverrsnittet å ha en lineær fordeling. Det er kontrollert for de ulike tilstandene; 3 dager, 56 dager, 365 dager og 36500 dager etter støp av bjelke. For tidspunktet 3 dager antas bjelke som fritt opplagt, og kontrollen er gjennomført ved støtte. Det antas at momentet fra egenvekten vil være tilnærmet lik 0 her.

$$\sigma_{ok} = \frac{-(P_{3.ok} + P_{3.uk})}{A_3} - \frac{(P_{3.ok} \cdot e_{3.ok} - P_{3.uk} \cdot e_{3.uk}) \cdot z_{3.ok}}{I_3} \quad (6.64)$$

$$\sigma_{uk} = \frac{-(P_{3.ok} + P_{3.uk})}{A_3} + \frac{(P_{3.ok} \cdot e_{3.ok} - P_{3.uk} \cdot e_{3.uk}) \cdot z_{3.uk}}{I_3} \quad (6.65)$$

Ved 28 dager antas det at dekket legges på som last, men samvirke er ikke opprettet. Det undersøkes både felt og støtte.

$$\sigma_{ok} = \frac{-(P_{28.ok} + P_{28.uk})}{A_{28}} - \frac{(P_{28.ok} \cdot e_{28.ok} - P_{28.uk} \cdot e_{28.uk} + M_{Ed}) \cdot z_{28.ok}}{I_{28}} \quad (6.66)$$

$$\sigma_{uk} = \frac{-(P_{28.ok} + P_{28.uk})}{A_{28}} + \frac{(P_{28.ok} \cdot e_{28.ok} - P_{28.uk} \cdot e_{28.uk} + M_{Ed}) \cdot z_{28.uk}}{I_{28}} \quad (6.67)$$

Ved 56 dager undersøkes også felt og støtte, men her antas det at samvirke er opprettet. I tillegg til dette antas det at momentomlagringen som følge av langtidseffekter ikke har startet.

$$\sigma_{ok} = \frac{-(P_{56.ok} + P_{56.uk})}{A_{56.s}} - \frac{(P_{56.ok} \cdot e_{56.ok.s} - P_{56.uk} \cdot e_{56.uk.s} + M_{Ed.s}) \cdot z_{56.ok.s}}{I_{56.s}} \quad (6.68)$$

$$\sigma_{uk} = \frac{-(P_{56.ok} + P_{56.uk})}{A_{56.s}} + \frac{(P_{56.ok} \cdot e_{56.ok.s} - P_{56.uk} \cdot e_{56.uk.s} + M_{Ed.s}) \cdot z_{56.uk.s}}{I_{56.s}} \quad (6.69)$$

Til slutt er også spenningstilstanden etter 1 og 100 år undersøkt. Disse er undersøkt ved støtte og i felt. Det er også tatt hensyn til spennkraft og omlagringsmomentet M_s . Under vises formelen for spenninger i over- og underkant etter 1 år.

$$\sigma_{ok} = \frac{-(P_{365.ok} + P_{365.uk})}{A_{365.s}} - \frac{(P_{365.ok} \cdot e_{365.ok.s} - P_{365.uk} \cdot e_{365.uk.s} + M_{Ed.s} + M_s) \cdot z_{365.ok.s}}{I_{365.s}} \quad (6.70)$$

$$\sigma_{uk} = \frac{-(P_{365.ok} + P_{365.uk})}{A_{365.s}} + \frac{(P_{365.ok} \cdot e_{365.ok.s} - P_{365.uk} \cdot e_{365.uk.s} + M_{Ed.s} + M_s) \cdot z_{365.uk.s}}{I_{365.s}} \quad (6.71)$$

Disse spenningene er kontrollert opp mot krav for brukstilstand i henhold til EK2.

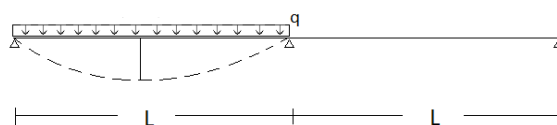
6.9.2 Rissing

Rissing er undersøkt i henhold til EK2 og N400. Det er kontrollert for kombinasjonen *tilnærmet permanent* etter krav i Tabell NA.7.1N i EK2. I henhold til denne skal forspente kontinuerlige konstruksjoner med spennarmering kontrolleres for trykkavlastning under denne kombinasjonen. Det er sett på spenninger i over- og underkant av bjelke.

6.9.3 Deformasjon og rotasjon

Deformasjonen er blitt kontrollert i henhold til EK2 og N400.

Deformasjon og rotasjon som vil oppstå i bjelken er undersøkt i tilstandene fritt opplagt og kontinuerlig bjelke. For begge bjelkene er bare to av spennene inkludert. Det er her valgt å se på midtre og høyre felt av de tre som ellers er benyttet, da disse er like i lengde. For kontrollen antas det at trafikklasten ligger i et av feltene, da dette vil forårsake en rotasjon ved støtte for kontinuerlig bjelke.



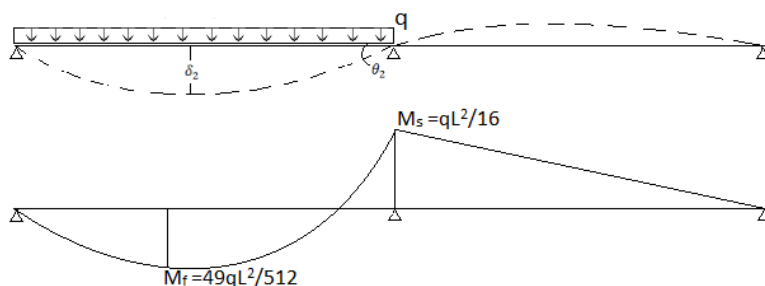
Figur 6-26 Fritt opplagt – deformasjon ved fordelt last på ett felt

Beregning av trafikklastens påvirkning har blitt forenklet ved å gjøre all trafikklast om til en fordelt last. Nedbøyning og rotasjon er først funnet på normal måte for fritt opplagt bjelke.

Aksellasten er forenklet til at alle innenfor lastfelt 1 summeres til en punktlast midt på bjelken, $P=600\text{kN}$. Basert på disse resultatene ble en tilsvarende fordelt last funnet ved å gjøre om på nedbøyningsformelen. Dette gir lasten $q = 41.1 \text{ kN/m}$. Lasten benyttes videre for å finne nedbøyninger og rotasjoner som kan sammenliknes ved de to tilstandene. Formlene ved fritt opplagt bjelke ble da;

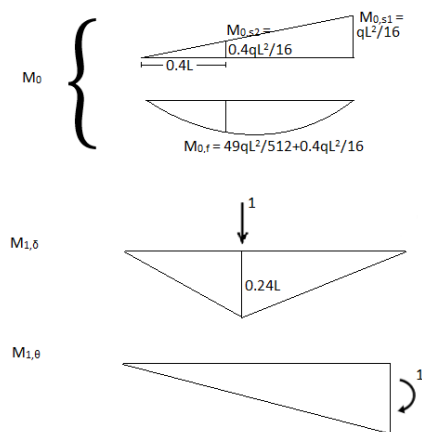
$$\delta = \frac{5}{348} \frac{qL^4}{EI} \quad (6.72)$$

$$\theta = \frac{qL^3}{24EI} \quad (6.73)$$



Figur 6-27 Kontinuerlig bjelke – deformasjon ved fordelt last på ett felt

Ved kontinuerlig bjelke vil en oppførsel lik den som vises i bildet over kunne forventes. Basert på dette er nedbøyning og rotasjon funnet ved å benytte enhetslastmetoden. Momentdiagrammet over deles inn i to ulike diagrammer; ett for lasten og ett for støttemomentet. Deformasjonen antas å være størst i punktet $\delta_{\max} \approx 0.4L$ for bjelken. For å finne rotasjonen ved midtre støtte er enhetsmomentet plassert ved denne støtten.



Figur 6-28 Moment på kontinuerlig bjelke fra last, enhetslast og enhetsmoment

$$\delta_2 = \int_0^L M_{1,\delta} \frac{M_0}{EI} dx = \frac{L}{EI} \left(\frac{5}{12} M_{1,\delta} M_{0,f} - \frac{1}{3} M_{1,\delta} M_{0,s1} - \frac{0.6}{6} M_{1,\delta} M_{0,s1} \right) = \frac{3284.1L^2}{EI} \quad (6.74)$$

$$\theta_2 = \int_0^L M_{1,\theta} \frac{M_0}{EI} dx = \frac{L}{EI} \left(\frac{5}{12} M_{1,\theta} M_{0,f} - \frac{1}{3} M_{1,\theta} M_{0,s1} - \frac{0.6}{6} M_{1,\theta} M_{0,s1} \right) = \frac{922.3L}{EI} \quad (6.75)$$

Korttids E-modul og treghetsmomentet er benyttet ved kalkulasjon av nedbøyningen, samt rotasjonen for begge tilstandene.

Nedbøyning som følge av trafikk er kun kontrollert for NTB-bjelker, da KTB-samvirket ikke antas å bli minimalt belastet med trafikkklaster. Dette skyldes at store deler av platen over KTB-bjelken vil bli dekket av rekkverk. Se vedlegg 2.

Det er videre kontrollert deformasjon før montasje for å kontrollere oppbøyning av bjelke.

$$\delta = \frac{M_{28}L^2}{8EI} - \frac{5gL^4}{384EI} \quad (6.76)$$

Det første leddet viser til oppbøyning som følge av spennkraft, mens det andre leddet viser til nedbøyning fra bjelkens egenlast.

7 Resultat

7.1 Karakteristiske laster

Moment og skjærkrefter fra laster som virker på bruene er hentet ut fra modellen og presenteres i Tabell 15 og Tabell 16. Tallene i tabellen representerer den minst gunstige kraften i felt og ved støtte uavhengig av hvilken bjelke det måles med. Dette er funnet for NTB- og KTB – bjelker, og kraften her anses som representativ for alle NTB- og KTB-bjelker. Minustegnet foran de ulike lastene i tabellene indikerer moment som gir trykk i underkant.

Tabell 14 Karakteristisk skjær- og momentkraft for kontinuerlige brubjelker

Last type	NTB			KTB		
	M _f [KNm]	M _s [KNm]	V [KN]	M _f [KNm]	M _s [KNm]	V [KN]
Egenlast	633.5	-1082.1	244	496.7	-1133.8	202.1
Termisk	443	443	-	633	633	-
Vind MT	85.1	-101.5	22.1	59.5	-59.6	13.3
Vind UT	-127.7	166.8	29.1	-89.2	105.7	20
Trafikk	1273.8	-1392.7	247.4	1110.9	-1170.3	212.8

Tabell 15 Karakteristisk skjær- og momentkraft for fritt opplagte brubjelker

Last type	NTB		KTB	
	M _f [KNm]	V [KN]	M _f [KNm]	V [KN]
Egenlast	1153.3	297.4	884.4	238.5
Vind UT	127.9	29.9	87.8	19.7

7.2 Tap av spennkraft

Tap av spennkraft er funnet ved ulike tidspunkt. Det er her vist tap ved to betraktningstidspunkt; umiddelbart etter at spennkabler er kappet og etter 100 år.

Tabell 16 Tap av spennkraft etter kapping (3 dager)

	NTB				KTB			
	Overkant [kN]	[%]	Underkant [kN]	[%]	Overkant [kN]	[%]	Underkant [kN]	[%]
Oppspenningskraft	400		6000		400		4200	
Temperaturtap	-9.7	2.43	-145.8	2.43	-9.7	2.43	-102.1	2.43
Sammentrykking	-4.3	1.2	-491.8	8.2	-1.7	0.42	-304.8	7.26
Total spennkraft	386	3.63	5362.5	10.63	388.6	2.85	3793.2	9.69

Tabell 17 Tap av spennkraft etter 100 år

	NTB				KTB			
	Overkant [kN]	[%]	Underka nt [kN]	[%]	Overkant [kN]	[%]	Underka nt [kN]	[%]
Oppspenningskraft	400		6000		400		4200	
Temperaturtap	-9.7	2.43	-145.8	2.43	-9.7	2.43	-102.1	2.43

Sammentrykking	-4.3	1.2	-491.8	8.2	-1.7	0.42	-304.8	7.26
Reaksjon	-0.3	0.08	-3.3	0.06	-0.3	0.08	-2.4	0.06
Svinn	-23.2	5.79	-303	5.05	-23.1	5.78	-218.5	5.2
Kryp	-39	9.75	-243.6	4.06	-29.1	7.28	-114.4	2.72
Total spennkraft	323.6	19.25	4812.6	19.8	336.7	16	3462.7	17.67

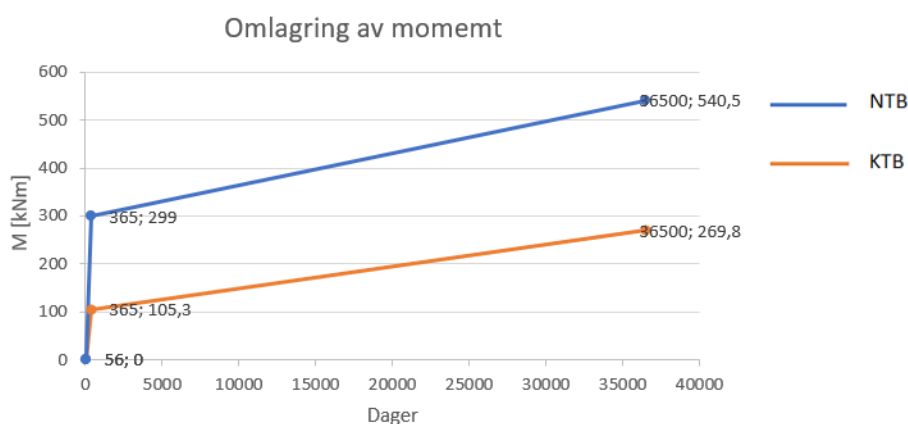
Prosjekter som er oppgitt i tabellene viser til hvor stor andel av oppspenningskraften de enkelte tapene tilsvare. Ved kapping av spenntau vil tapet av spennkraft i underkant tilsvare cirka 10 % av oppspenningskraften. Tapet vil stige med tiden og etter 100 år er det totale svinntapet nesten 20 %. Dette er noe lavere i KTB-bjelkene sammenliknet med NTB-bjelken.

7.3 Omlagring av moment

Tabell 18 Omlagringsmoment M_s ved ulike betraktningstidspunkt

	NTB [kNm]	KTB [kNm]
365 døgner	299	105.3
36500 døgner	540.5	269.8

Omlagringen av langtidsmoment er funnet til å gi et positivt bidrag for feltmomentet. Dette vil en svak økning med tiden, men hoveddelen av omlagringen vil oppstå innen det første året. Dette er illustrert i diagrammet under.



Figur 7-1 Omlagring av støttemoment

7.4 Dimensjonerende krefter

Det vises her en oversikt over krefter ved de ulike betraktningstidspunktene. Hvilke krefter som vil være relevante ved kontroll av elementbjelkene vil variere avhengig av kapasitetskontrollen som utføres.

7.4.1 Bruddgrensetilstand

Tabell 19 Dimensjonerende krefter ved 3 døgner (ULS)

	NTB	KTB
Aksial [kN]	6037	4439
Skjær [kN]	345	270
Moment (felt)[kNm]	2562	2235
Moment (støtte)[kNm]	-921	-871
Spennarmerings moment[kNm]	-1013	-958

Tabell 20 Dimensjonerende krefter ved 28 døgn (ULS)

	NTB	KTB
Aksial [kN]	6122	4491
Skjær [kN]	345	270
Moment (felt)[kNm]	2562	2235
Moment (støtte)[kNm]	-956	-912
Spennarmerings moment[kNm]	-956	-912

Tabell 21 Dimensjonerende krefter ved 56 døgn (ULS)

	NTB	KTB
Aksial [kN]	6037	4439
Skjær [kN]	688	545
Moment (felt)[kNm]	2947	2694
Moment (støtte)[kNm]	-2920	-2481
Spennarmerings moment[kNm]	-2839	-1299

Tabell 22 Dimensjonerende krefter ved 1 år (ULS)

	NTB	KTB
Aksial [kN]	5797	4280
Skjær [kN]	688	545
Moment (felt)[kNm]	2947	2694
Moment (støtte)[kNm]	-2920	-2481
Spennarmerings moment[kNm]	-2752	-1285
Omlagring av moment[kNm]	299	105

Tabell 23 Dimensjonerende krefter ved 100 år (ULS)

	NTB	KTB
Aksial [kN]	5650	4179
Skjær [kN]	688	545
Moment (felt)[kNm]	2947	2694
Moment (støtte)[kNm]	-2920	-2481
Spennarmerings moment[kNm]	-2725	-1278
Omlagring av moment[kNm]	541	270

7.4.2 Bruksgrensetilstand

Tabell 24 Dimensjonerende krefter ved 3 døgn (SLS)

	NTB	KTB
Aksial[kN]	5488	4035
Moment (felt)[kNm]	1919,42	1670,7
Spennarmerings moment[kNm]	-921	-871

Tabell 25 Dimensjonerende krefter ved 28 døgn (SLS)

	NTB	KTB
Aksial[kN]	5565	4083
Moment (felt)[kNm]	1919,42	1670,7
Spennarmerings moment[kNm]	-870	-829

Tabell 26 Dimensjonerende krefter ved 56 døgn (SLS)

	NTB	KTB
Aksial[kN]	5488	4035

Moment (felt)[kNm]	2276,885	2092,239
Moment (støtte)[kNm]	-2235.79	-1906.44
Spennarmerings moment[kNm]	-2581	-1181

Tabell 27 Dimensjonerende krefter ved 1 år (SLS)

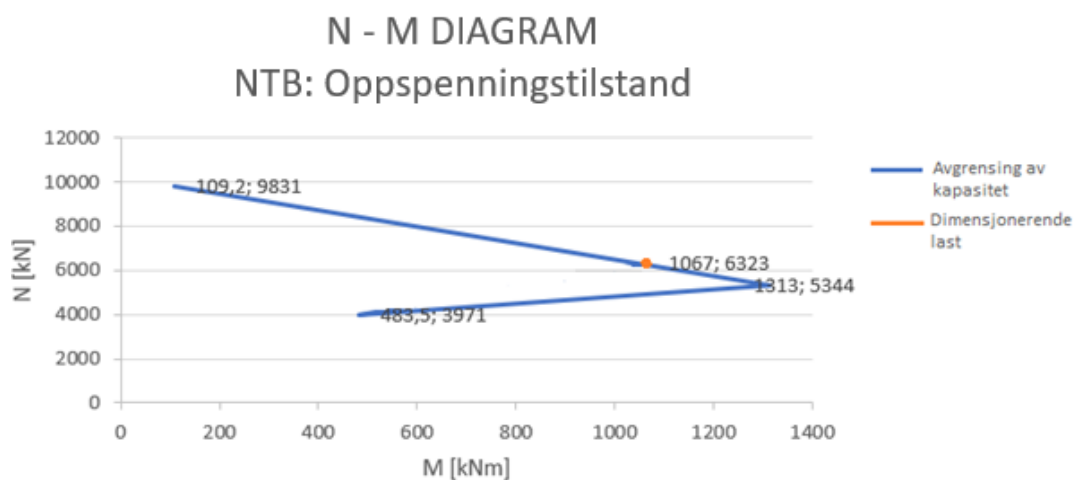
	NTB	KTB
Aksial[kN]	5270	3891
Moment (felt)[kNm]	2276,885	2092,239
Moment (støtte)[kNm]	-2235.79	-1906.44
Spennarmerings moment[kNm]	-2501	-1168
Omlagring av moment[kNm]	299	105

Tabell 28 Dimensjonerende krefter ved 100 år (SLS)

	NTB	KTB
Aksial[kN]	5136	3799
Moment (felt)[kNm]	2276,885	2092,239
Moment (støtte)[kNm]	-2235.79	-1906.44
Spennarmerings moment[kNm]	-2477	-1162
Omlagring av moment[kNm]	541	270

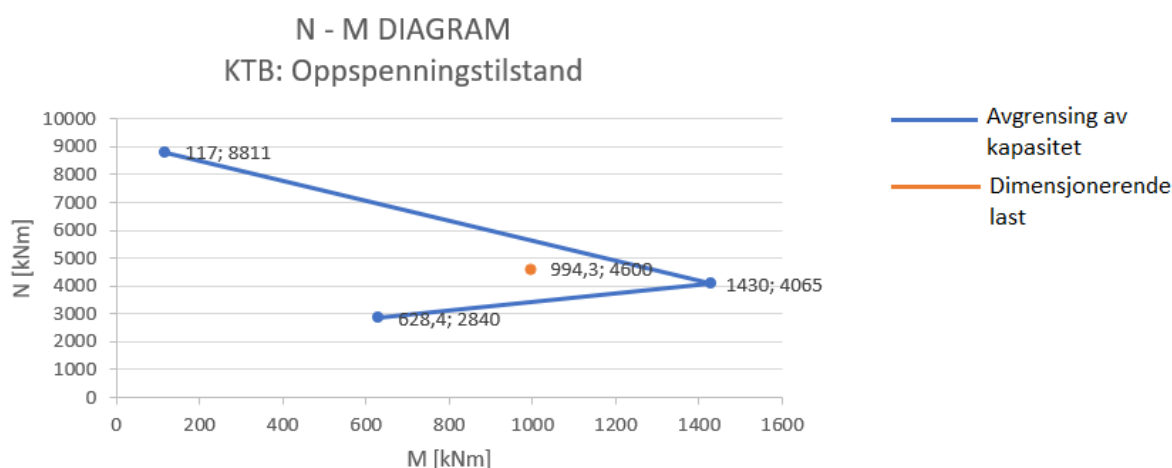
7.5 Bruddgrensetilstand

7.5.1 Oppspenningstilstand



Figur 7-2 NTB-bjelke: Oppspenningstilstand

Diagrammet over beskriver tverrsnittets kapasitet basert på kombinasjonen av aksialkraft N og bøyemoment M. Dette kan da sammenliknes med de dimensjonerende verdiene under oppspenningstilstanden. Dimensjonerende last ved oppspenningstilstand kan finnes i Tabell 20. Figur 7-2 viser at befinner dimensjonerende last seg helt på grensen for kapasiteten. Utnyttelsen er tilnærmet lik 100 %.



Figur 7-3 KTB-bjelke: Oppspenningstilstand

Kapasiteten for KTB-bjelken kan leses ut fra Figur 7- 3. Denne viser at den dimensjonerende lasten ligger godt innenfor kapasitetsavgrensingen. Denne laster er basert på verdier hentet ut fra Tabell 20.

7.5.2 Momentkapasitet

For kontroll av bjelke etter 28 dager er M_{Rd} er funnet ved felt for bjelker og sammenliknes med momentkraft i Tabell 21. Kapasiteten i feltet er basert på at spennkrefter behandles som en intern last. Dette gir kapasitetskontrollen vist i Tabell 30.

Tabell 29 Kapasitetskontroll for bjelke i felt

	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	
NTB	2570.9	2561.8	OK!
KTB	2723	2136.9	OK!

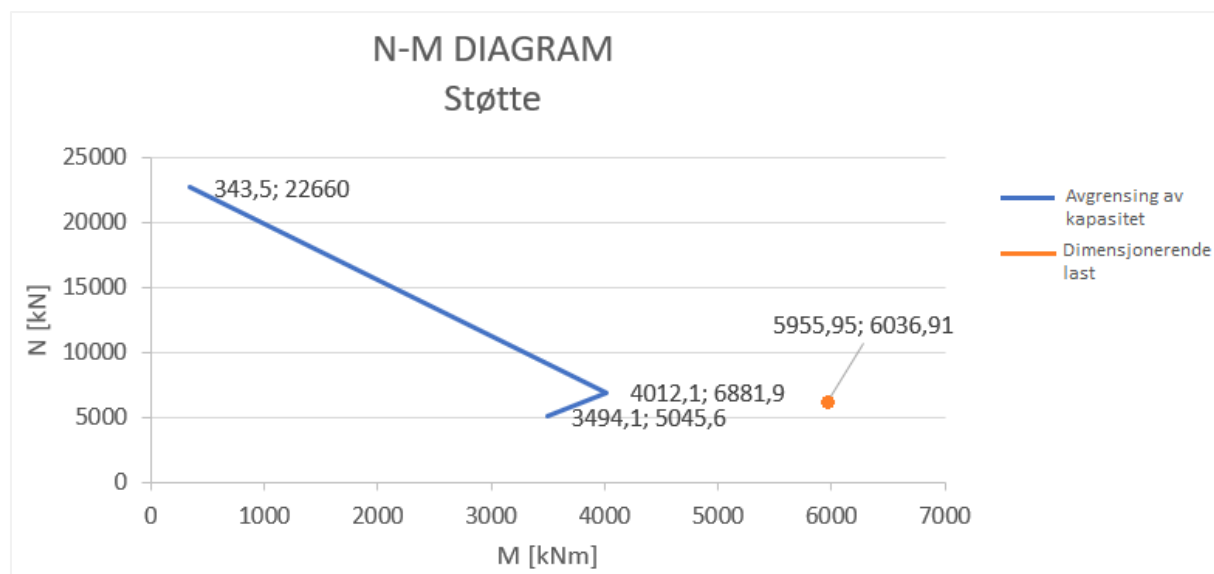
NTB-bjelken har en utnyttelsesgrad på 0.996. Kapasiteten for KTB-bjelken er noe større, har en utnyttelsesgrad på 0.82.

Momentkapasitet i felt for samvirkebjelke er kontrollert opp mot dimensjonerende krefter ved betraktningstidspunktet 100 år, som er beskrevet i Tabell 24. Kapasitet i feltet er basert på at spennkreftene behandles som en intern last. Dette gir kapasitetskontroll vist i Tabell 31.

Tabell 30 Kapasitetskontroll for samvirke-bjelke i felt

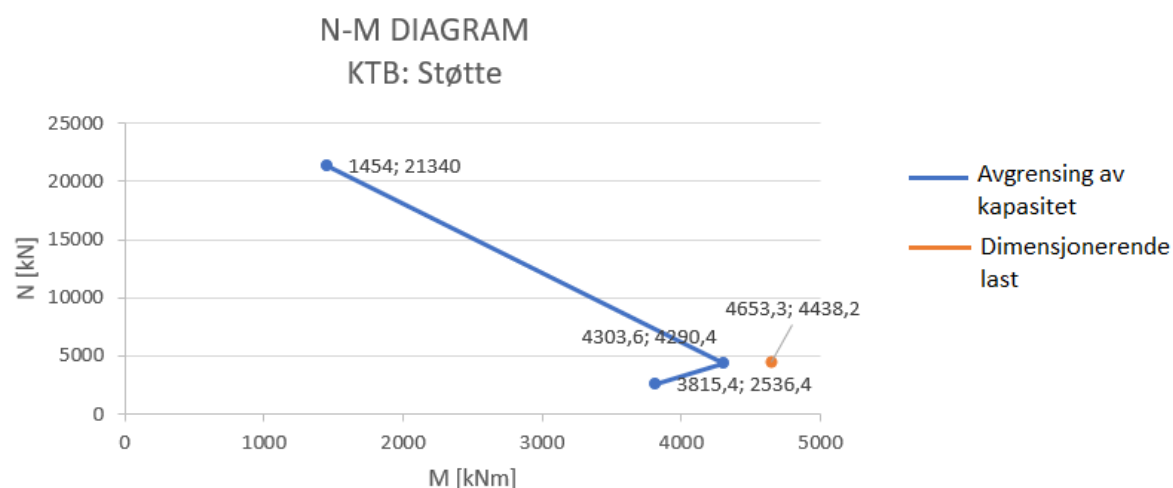
	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	
NTB	6318	2947 + 598	OK!
KTB	4279	2694 + 270	OK!

NTB-bjelkens momentkapasitet er da 56 % utnyttet, mens KTB-bjelken vil være 70 % utnyttet.



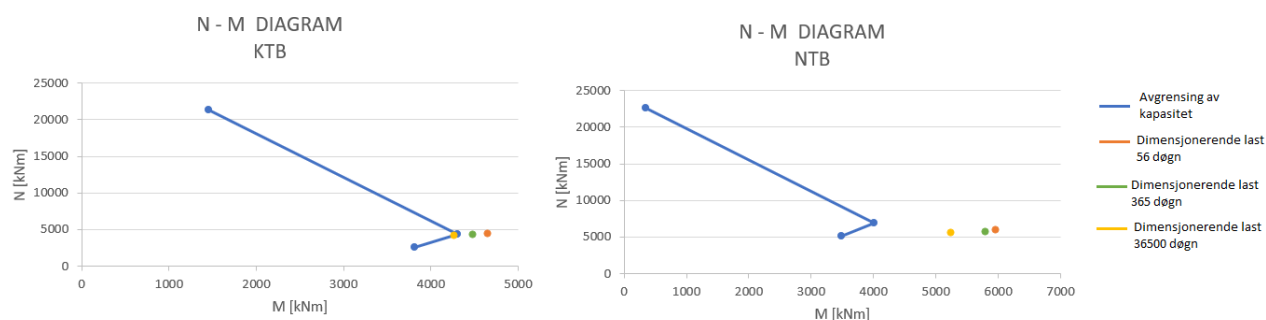
Figur 7-4 NTB: Kapasitet for samvirkebjelke ved trykk i underkant

Kapasiteten til NTB-samvirkebjelke med trykk i underkant er vist i Figur 7-4. Denne er sammenliknet med den dimensjonerende tilstanden; over støtte etter 56 dager. Den dimensjonerende lasten ved støtte er langt større enn kapasiteten til tverrsnittet.



Figur 7-5 KTB: Kapasitet for samvirkebjelke ved trykk i underkant

KTB-samvirkebjelke med trykk i underkant er kontrollert ved samme tidspunkt, der kapasiteten vises i Figur 7-5. Denne er i figuren sammenliknet med den dimensjonerende lasten i Tabell 22. For KTB-samvirkebjelken overskrides kapasiteten, men ikke i like stor grad som NTB-samvirkebjelken.



Figur 7-6 Lastutvikling over tid sammenliknet med N-M diagram for samvirkebjelker

Figur 7-6 hvordan kapasiteten ved støtte vil øke, ettersom omlagringen av støttemoment øker. Til tross for dette vil den dimensjonerende lasten ved de ulike tidspunktene være langt større enn kapasiteten til NTB-bjelketverrsnittet. KTB-bjelken vil ved 100 år ha en dimensjonerende last som tilsvarer en kapasitetsutnyttelse 1.

7.5.3 Skjærkapasitet

Skjærkapasitet er blitt kontrollert ved 28 dager for bjelke og ved 100 år for samvirke.

Ved 28 dager er ikke samvirke opprettet og dimensjonerende skjærkraft vil hentes fra Tabell 21. Kontroll av ulike skjærverdier er vist i Tabell 32.

Tabell 31 Skjærkapasitetskontroll av bjelke

	$V_{Rd.c.1}$ [kN]	$V_{Rd.c.2}$ [kN]	$V_{Rd.c.3}$ [kN]	$V_{Rd.t}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	Kontroll
NTB	1129	205	493	1463	345	OK!
KTB	1497	257	521	1862	270	OK!

Dimensjonerende kapasitet vil være $V_{Rd.c.3}$ ettersom denne viser til minsteverdien for skjærstrekkkapasiteten. Dette tilsvarer utnyttelsesgrader 0.7 for NTB-bjelke og 0.5 for KTB-bjelke.

Kontroll av samvirkebjelker sammenlikner skjærkapasiteter med skjærverdier fra Tabell 24. Tabell 33 viser oversikt over kapasiteter kontroller opp mot uarmert tverrsnitt.

Tabell 32 Skjærkapasitetskontroll av samvirkebjelke, uarmert

	$V_{Rd.c.1}$ [kN]	$V_{Rd.c.2}$ [kN]	$V_{Rd.c.3}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	Kontroll
NTB	2331	257	354	688	IKKE OK!
KTB	3277	322	450	545	IKKE OK!

Ved betraktningstidspunkt 100 år har ikke uarmert samvirketverrsnitt høy nok kapasitet for å håndtere de dimensjonerende skjærkreftene. Tabell 34 gir en oversikt over kapasitetskontrollen for armert tverrsnitt.

Tabell 33 Skjærkapasitetskontroll av samvirkebjelke, armert

	V_{Rd} [kN]	$V_{Rd.max}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	Kontroll
NTB	849	1434	688	OK!
KTB	1274	1825	545	OK!

Ved å inkludere effekten fra minimumsarmeringen som ligger i bjelken er det ikke videre kapasitetsproblemer i bjelkene. KTB-samvirkebjelken vil ha en utnyttelse på 0.4, mens NTB-samvirkebjelken har en utnyttelse på 0.8.

7.6 Bruksgrense

7.6.1 Spenningstilstand

Tabell 34 Spenningstilstand i over- og underkant ved ulike tidspunkt

	Felt [N/mm ²]		Støtte [N/mm ²]	
	Overkant	Underkant	Overkant	Underkant
3 dager			4.3	-20.6
28 dager	-31.7	-4	3.9	-19.1

56 dager	-6.6	-8.5	7.4	-22.2
365 dager	-7.3	-6.8	6.4	-20.3
36500 dager	-7.6	-5.7	5.4	-18.8

Tabell 35 KTB: Spenningstilstand i over- og underkant ved ulike tidspunkt

	Felt [N/mm ²]		Støtte [N/mm ²]	
	Overkant	Underkant	Overkant	Underkant
3 dager			-1.6	-16.3
28 dager	-18.4	-4.2	-1.3	-15.3
56 dager	-6.9	-5.2	-2.2	-8.2
365 dager	-6.7	-4.8	-2	-7.7
36500 dager	-6.6	-4.3	-2	-7.4

Spenningene i NTB-tverrsnittet ved de ulike tidspunktene er vist i Tabell 35. Ved tidspunktene 3 og 28 døgn viser overkant til topp av bjelke. Ved de resterende tidspunktene vises det til topp av platedekket. Negative tall i tabellen over refererer til trykk, mens de positive tallene viser til strekk i området. For KTB-bjelken er spenninger i tverrsnittet vist i Tabell 36.

7.6.2 Trykktøyningen

Tabell 37 og 38 viser en oversikt over trykkontroll for plate og bjelke. Her er kun høyeste trykk ved tidspunktet tatt med.

Tabell 36 NTB: Kontroll av trykktøyninger

	3 døgn	28 døgn	56 døgn	365 døgn	36500 døgn
Plate = 27MPa			6.6MPa	7.3MPa	7.6MPa
Bjelke ₃ = 22.3MPa	20.6MPa				
Bjelke = 36.3MPa		31.7MPa	22.2MPa	20.3MPa	18.8MPa
	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!

Tabell 37 KTB: Kontroll av trykktøyninger

	3 døgn	28 døgn	56 døgn	365 døgn	36500 døgn
Plate = 27MPa			6.9MPa	6.7MPa	6.6MPa
Bjelke ₃ = 22.3MPa	16.3MPa				
Bjelke = 36.3MPa		18.4MPa	8.2MPa	7.7MPa	7.4MPa
	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!

7.6.3 Rissing

Tabell 39 viser en oversikt over kontroll av rissing i NTB- og KTB-bjelker. Ettersom f_{ctm} er mindre enn spenningene i overkant av NTB-bjelker vil dette området risse. Dette er ikke tilfellet for KTB-samvirkebjelke, da denne er i trykk. Begge bjelker vil ha trykk i underkant i felter og vil derfor ikke risse her.

Tabell 38 Rissing i betongelementbjelker

	Felt, uk 36500 dager		Støtte, ok 56 dager	
	NTB	KTB	NTB	KTB
Plate = 3.8MPa			6MPa	-5.7MPa

Bjelke = 4.2MPa

-5.3MPa

-10.2MPa

7.6.4 Nedbøyning og rotasjon

Under presenteres resultatet fra sammenlikningen av nedbøyning og rotasjon fra trafikklasten alene. Her er kun verdiene basert på den forenklete fordelte lasten presentert. Avviket mellom den forenklete δ_1 og $\delta_{1.2}$ ses bort fra ettersom det er forholdet mellom de to tilstandene som er fokuset her.

Tabell 39 Sammenlikning av deformasjon i fritt opplagt og kontinuerlig bjelke

	Nedbøyning [mm]	Rotasjon
Fritt opplagt	46	$4.7 \cdot 10^{-3}$
Kontinuerlig	27.4	$3.1 \cdot 10^{-3}$

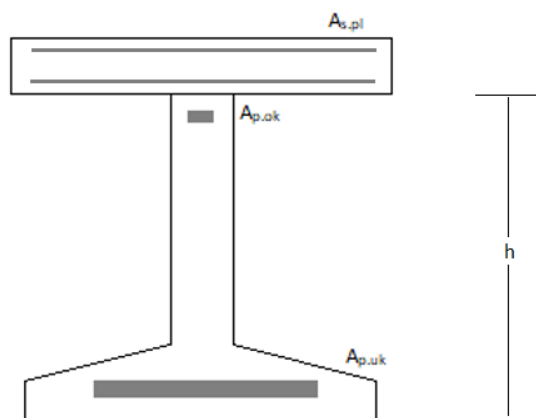
Dette tilsvarer reduksjon på 40 % ved kontinuerlig brubjelke.

Kontroll av oppspenningstilstand for NTB-bjelken viser at den vil ha en nedbøyning på 1.13mm. Dette er godt innenfor kravet fra N400; $28400/350=81\text{mm}$.

7.7 Nytt tverrsnitt:

Det er blitt gjort en overfladisk kontroll av ny NTB-bjelke som er vist i Figur 7-7. Resultatene i forbindelse med dette nye tverrsnittet er presentert under.

7.7.1 Nytt tverrsnitt



Figur 7-7 Nytt tverrsnitt av NTB-bjelke

Tabell 40 Oversikt over endrede verdier

	Antall	Verdi
Spennarmering underkant, $A_{p,uk}$	15 stk	2100mm^2
Spennarmering overkant, $A_{p,ok}$	3 stk	420mm^2
Slakkarmering plate, $A_{s,pl}$	26 stk	2941mm^2
Bjelkehøyde		1200mm

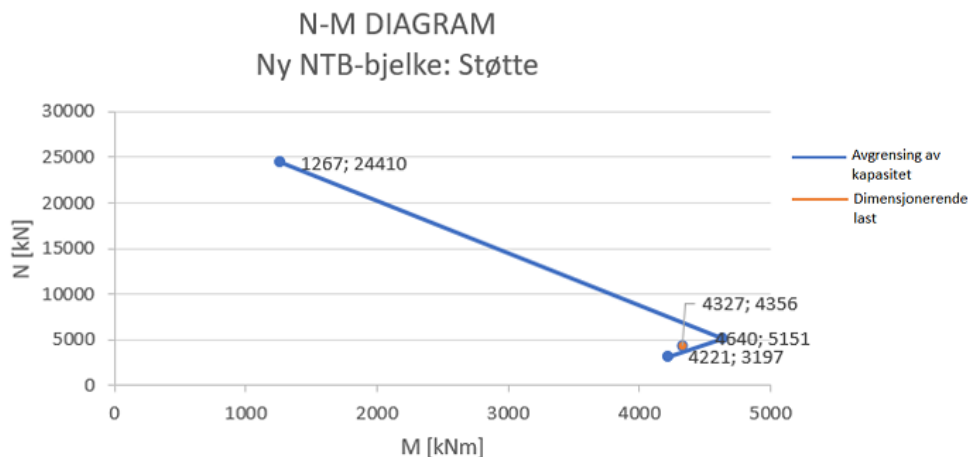
Tabell 41 viser en oversikt over verdier som er blitt endret fra betongelementbjelken NTB1000. Verdier som ikke er oppgitt i denne tabellen har ikke blitt endret på.

7.7.2 Momentkapasitet

Tabell 41 Kontroll av momentkapasitet i felt

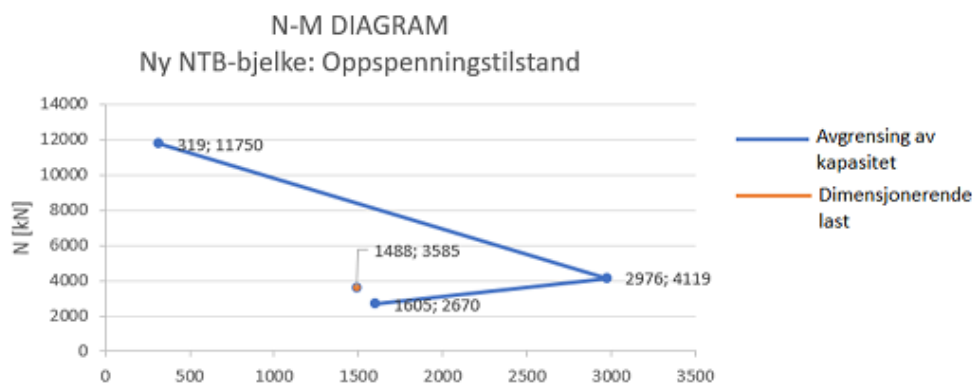
	$M_{Rd,max}$ [kNm]	M_{Ed} [kNm]	
Bjelkekapasitet	2884	2562	OK!
Samvirkekapasitet, felt	3967	3545	OK!

Tabell 42 viser at tverrsnittet som er beregnet vil før og etter samvirke ha en utnyttelse på 0.89.



Figur 7-8 N-M diagram for ny NTB-samvirkebjelke

Figur 7-8 viser til kapasiteten i tverrsnittet ved trykk i underkant. Dette tilsvarer tilstanden over støtte etter samvirke, som blir dimensjonerende. Figuren viser at bjelken vil ha tilstrekkelig kapasitet for denne lasten.



Figur 7-9 Oppspenningstilstand for ny NTB-bjelke

Det nye tverrsnittet vil ikke overskride kapasiteten for oppspenningstilstand som vist i Figur 7-9.

7.7.3 Spenninger

Spenningskontroll ble utført for tilstand som ga høyest spenninger for den opprinnelige NTB-bjelken. Dette var ved betraktningstidspunkt 56 døgn. Resultatet av denne spenningskontrollen er vist i Tabell 43.

Tabell 42 Spenningskontroll av ny NTB-bjelke ved 56 døgn

	Felt	Støtte	Grenseverdi	Kontroll
Overkant	-6.4MPa	2.9	Plate = 3.8MPa	OK!
Underkant	-2.3	-10.5	Bjelke = 4.2MPa	OK!

Ved overkant av plate vil det oppstå en spenning på cirka 3 MPa.

8 Diskusjon

8.1.1 Kvelluren bru prosjektert med betongelementer

Denne masteroppgaven tar for seg hovedtrekkene ved prosjektering av en kontinuerlig betongelementbru, Kvelluren bru. Bruen er en trefelts bru i Sandnes kommune. Den originale bru som har blitt oppført er plasstøpt, og strekker seg over flere spenn. Oppgaven tar derfor for seg en analyse av denne bru, basert på den nye veiledningen V426 som skal publiseres.

Fra denne analysen kommer det fram at lastene som vil virke på et kontinuerlig system vil minske betraktelig, sammenliknet med et fritt opplagt system. NTB1000- og KTB1000-bjelkene er i henhold til V426 dimensjonert for feltmomentmoment i størrelsesorden 5000kNm. Dette er nær det dobbelte av opptredende moment for liknende bru er med kontinuerlige bjelkeelementer. Grunnen til dette er omfordelingen av feltmomenter over støttene. Det kommer tydelig fram at de nye tverrsnittene ikke er dimensjonert for dette, da kapasiteten overskrides her. Over støtter har bjelken en utnyttelsesgrad på 1.48 for NTB-bjelken og 1.1 for KTB-bjelken.

Dette problemet gjenspeiles videre i spenningskontrollen av bjelken ved de ulike tidspunktene. Spenningstilstanden til bjelken befinner seg innenfor trykk- og strekk-kravene for betongen ved samtlige betraktningstidspunkt. Unntaket til dette er i overkant av bjelken ved støtte. Her vil det oppstå rissing ved samtlige betraktningstidspunkt. I henhold til Publikasjon 10 skal kapasiteten kontrolleres umiddelbart etter samvirke. Det skal da antas full belastning, inkludert trafikklaster, samt at omlagringsmomentet $M_s=0$. Dette fører til at strekkspenningen her vil være på sitt høyeste rett etter at samvirke er etablert. På dette tidspunktet er spennkraften omtrent det dobbelte av hva EK2 tillater uten at rissing må medregnes (2.8 MPa). Til tross for omlagringen vil spenningene i overkant fortsette å overskride denne spenningen.

Skjærkreftene før samvirket, her uten trafikklaster, gir en utnyttelse på 70% for NTB-bjelker (50% for KTB-bjelker), og det vil ikke være behov for skjærarmering i bjelkene. Dette er derimot ikke tilfelle for samvirkebjelken med full nyttelast. Dimensjonerende skjærkraft øker, og det må legges til skjærarmering. Dette strider med hva som presenteres i veiledningen V426. I henhold til denne skal det ikke være et beregningsmessig behov for skjærarmering [9]. Det er derfor usikkert hva som er grunnen til disse ulike resultatene. En mulig forklaring er at utregninger i håndboken trolig er mer finjusterte. Fremgangsmetoden knyttet til skjærberegninger er ikke gått videre inn på i håndboken. Det er vanskelig å si med sikkerhet om dette er grunnen. Det er i dette tilfellet valgt å kontrollere tilstanden når det tas hensyn til minimumsarmeringen. Når denne er inkludert har bjelken en utnyttelse på 82 %, og det er ikke videre problemer med skjærkreftene.

Tverrsnittet som har blitt analysert i denne oppgaven er noe mindre enn hva veiledningen V426 anbefaler. Til tross for dette har bru har ingen videre kapasitetsproblemer i feltet og kan trolig dimensjoneres ned her. Dette er derimot ikke tilfellet ved støtter. Det følger av kombinasjonen mye spennarmering i underkant og kontinuitet som gir moment over støtter blir kreftene her svært store. Disse kreftene vil gi betydelige strekkrefter i overkant av bjelkesamvirke. Det er i denne oppgaven valgt å ikke gå videre på kapasiteten og kontroller for rissede tverrsnitt grunnet dette. Grunnen til det er at det er ønskelig å ha elementbjelker som ikke vil få denne rissingen. Det er derfor sett nærmere

på mulige endringer av tverrsnittet, basert på at det skal benyttes til en kontinuerlig betongelementbru. Dette er videre diskutert under.

8.1.2 Bjelkeelement for kontinuerlig bru

Bjelketverrsnittet er ikke videre ideelt for et kontinuerlig brubjelkeelement. Hovedgrunnen til dette er at underflensen er kraftig armert med spennarmering. Ettersom dette gir en unødvendig høy spennkapasitet i underkant kan det for et kontinuerlig tverrsnitt fjernes spenntau dra nedre flens. Tabell 18 viser en oversikt over de ulike spennstapene, viser at omtrent halvparten av tapet i underkant forekommer ved kapping av spenntråder. Dette store tapet skyldes at det er svært mange kabler i dette området. Det er derfor vanskelig å si med sikkerhet hvor mange kabler her som kan fjernes. En drastisk endring i spennkablene vil trolig gi store avvik i spennstapsprosenten. For å bestemme dette med sikkerhet bør spennstapet beregnes for ønsket antall tau. Forblending kan også benyttes for å sikre mer effektiv utnyttelse av spennkraftens trykkeffekt på betongen er å benytte forblending. Ved å forblende i underkant ved støtter vil dette gi god utnyttelse.

Det kan også være aktuelt å legge inn flere spenntau i overkant som kan hjelpe med armering over støtter. Tverrsnittet som benyttes i denne oppgaven har et steg med bredde 220mm og en høyde på 740mm. Utover dette har elementet ingen øvre flens. Det er derfor svært begrenset hvor mye armering som kan plasseres i overkant. Effekten å legge til eller fjerne spenntau på denne måten vil være begrenset. Dette skyldes den relativt lave høyden, da bjelken har en totalhøyde på 1000mm.

En bedre måte da vil være å plassere slakkarmering i dekket. Dette er trolig en foretrukket metode. Det vil være enkelt gjennomførbart og ha god effekt. I Publikasjon 10. angis dette som en god metode for å sikre mot negativt moment over støtte. Eksempel på dette er vist i Figur 3-7 i kapitlet *Teori*.

En annen måte å tilpasse tverrsnittet er å endre bjelkehøyden. Det er ofte ønskelig å minke tverrsnittet, ettersom dette vil føre til en besparelse av materiale. I dette tilfelle er derimot tverrsnittet som benyttes allerede relativt lavt. Det kan derfor være interessant å øke høyden. Dette sikrer en større effekt av spennarmeringen.

Basert på de ulike antagelsene som er nevnt over ble en forenklet kontroll gjennomført på en tilpasset NTB-bjelke (se delkapittel *Nytt tverrsnitt* under *Resultater*). Det ble utført en lettere kontroll av momentkapasiteter, oppspenningstilstand og spenninger umiddelbart etter samvirke. Den nye bjelken gir stor besparelse av spennarmering. Det nye tverrsnittet har 15 spenntau i underkant og tre i overkant. Det er videre valgt å øke høyden på bjelken. Dette skyldes vanskeligheter med å få tilstrekkelig kapasitet i felt og ved støtte for samvirket. En annen måte å løse dette på ville trolig være å forblende endene av et par spenntau i underkant. På denne måten ville det være mulig å beholde den opprinnelige bjelkehøyden.

8.1.3 Omlagring av moment

I denne oppgaven er det undersøkt hvordan langtids-omlagringsmoment vil oppføre seg i bruene. Ettersom det er flere usikkerheter knyttet til omlagringen er det begrenset med betraktningstidspunkt som inkluderes. Til tross for dette antas det at avvikene fra realiteten er relativt små.

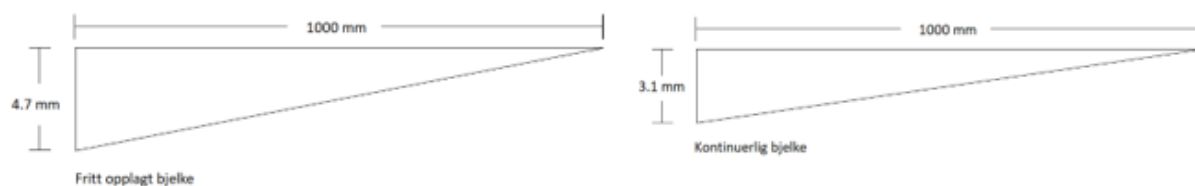
Det første kontrolltidspunktet, hvor omlagring tas med i beregningene, er satt til 1 år. På dette tidspunktet kan bruene antas å være tilnærmet kontinuerlig. Denne omlagringen viser en klar sammenheng med kryptutviklingen i konstruksjonen. Diagrammet i Figur 7-1 viser hvordan omtrent

halvparten av omlagringen vil utvikle seg i løpet av det første året. Omlagringen vil fortsette å stige etter dette, men stigningen vil stagnere med tiden. Hvor mye som omlagres vil avhenge av tidspunktet kontinuitet opprettes. Denne prosessen styres i stor grad av krypeffekten. Ettersom kryp hastigheten avtar med tiden kan det antas at kontinuitet kort tid etter støping av bjelker vil gi et relativt stort omlagringsmoment. Om bjelkene ligger lenge før dekket støpes kan det antas at omlagringen vil bli noe mindre.

Omlagringseffekten spenntauene har på det kontinuerlige systemet er visualisert i diagrammet. Kurven for KTB-bjelken ligger konstant cirka 200 kNm under NTB-bjelken. Den største forskjellen på de to bjelkene er antall spenntau da NTB-bjelken har 30 i underkant, mens KTB-bjelken har 21. De resterende parameterne som går inn i formelen for omlagringen er relativt like. Det kan derfor antas at denne forskjellen hovedsakelig kommer fra spenntauene.

De involverte partene i det norske brubjelkeprosjektet har per i dag ikke foreslått en fremgangsmetode for å beregne omlagring på de nye NTB- og KTB-bjelkene. Derfra har den generelle metoden i Publikasjon nr. 10 [10] fra Norsk Betongelementforening blitt benyttet i denne oppgaven. Denne har vist seg å være gjeldende for de nye tverrsnittene. Denne metoden er uavhengig av typen bjelkeelement, og vil kunne tilpasses samtlige.

8.1.4 Deformasjon av bjelker



Figur 8-1 Deformasjon ved karakteristisk trafikklast for ulike innspenninger

Deformasjonen som oppstår ved de ulike innspenningstilstandene til bruelementene har blitt undersøkt. Denne er blitt undersøkt i forhold til lasten fra den karakteristiske trafikklasten. Figur 8-1 over viser hvordan de ulike innspenningstilstandene til bjelken vil føre til ulike rotasjoner ved støtter. Den beregnede rotasjonen for bjelke utsatt for trafikklast, gitt at den er fritt opplagt, gir en helning på 4.7 mm/m. Når denne bjelken betraktes som kontinuerlig minker denne helningen til 3.1 mm/m. Dette tilsvarer en reduksjon på nærmere 40 %.

For Kvelluren bru er ikke denne reduksjonen videre dimensjonerende, da nedbøyningen ved fritt opplagt system tilsvarer 46 mm, mens kontinuerlig system gir nedbøyningen 27.4 mm. Disse verdiene befinner seg godt under maksimalt tillatte deformasjonen $L/350=81$ mm.

8.1.5 Kontinuerlige betongelementer i bransjen

Etter samtaler med ulike fagfolk kommer det fram at prosjekter med kontinuerlige betongelementbjelker er relativt uvanlig. Dette til tross for at det anses som en mer gunstig løsning. En kontinuerlig bjelke vil være mer effektiv, og åpner dermed opp muligheten for videre materialbesparelse og lavere transportkostnader. Grunnen til at denne metoden ikke benyttes mer har trolig sammenheng med at det ikke finnes standardiserte elementer eller beregningsmetoder. Kontinuerlige bruer krever en større grad av prosjektering enn fritt opplagte bruer, og kan også være

komplisert med tanke på utførelsen. Det er derfor motstridene meninger knyttet til dette internt i bransjen. Som vist i oppgaven er det tydelig at til tross for mer prosjekteringstid vil løsningen gi betydelige materialbesparelser. Dette vil også være lønnsomt fra et miljøperspektiv, da mindre materiale vil måtte produseres.

9 Konklusjon

I denne oppgaven er det gjennomført kontroll av en bjelkeelementbru. Her er det blitt fokusert på hvordan moment- og skjærkrefter vil utvikle seg basert på at det dannes kontinuerlige elementbjelker etter samvirke. Ut fra dette er det funnet at bjelkeelementene som presenteres i den nye håndboken ikke har optimal utforming for kontinuerlige betongelementbruer.

Momentene over støttene vil skape problemer for kapasiteten til tverrsnittet, da NTB- og KTB-bjelkene ikke er dimensjonert for denne typen last. Det er videre funnet at dette kan løses på flere ulike måter. Der variasjoner i spennarmering i over- og underkant, bjelkehøyde og slakkarmering i platen vil være styrende. I oppgaven er det også gitt et utkast på hvordan dette kan løses. Samtidig har dette vist at beregninger for samtlige tilstander er essensielt for å sikre bjelken og samvikerbrunes kapasitet.

Det har blitt undersøkt hvordan langtidsomlagringen av moment oppfører seg i en kontinuerlig betongbjelkeelementbru. Lastoverføringen fra støtte til felt grunnet denne omlagringen er begrenset, der store deler av omlagringen vil forekomme etter kort tid. Denne lasten måtte tas hensyn til om et effektivt tverrsnitt skal beregnes.

For å oppnå en effektiv betongbjelkeelementbru bør kontinuerlige systemer benyttes. Denne bruen vil gi et sikrere konstruksjon, samt at materialbruken kan begrenses. Det er vist hvordan omfordeling av krefter fører til en mer jevn fordeling av lastene. Deformasjonen, som kan være et annet dimensjonerende krav, vil også minke betraktelig. Utover dette vil bjelkeelementene som skal benyttes måtte bli prosjektert, og kan ikke hentes direkte ut fra den nye håndboken.

10 Anbefalinger

Det er i denne oppgaven gitt en overfladisk analyse av et kontinuerlig brusystem basert på den nye håndboken V426. Etter analysen har det kommet fram at brubjelkeelementene som presenteres her ikke er direkte overførbare til et kontinuerlig system.

Ettersom en bru med kontinuerlige betongjelkeelementer vil gi et mer effektivt konstruksjonssystem bør denne typen bjelker jobbes videre med. Fra både kostnads- og miljøperspektiv vil det være lønnsomt å utarbeide en veiledning for kontinuerlige betongelementbjelker. En håndbok tilsvarende den for fritt opplagte bjelker vil gjøre det enklere for bransjen å prosjektere denne typen bruer.

Det bør videre ses på hvordan andre konstruksjonsdeler i bruene oppfører seg, som støtter og landkar. I denne oppgaven er ikke disse videre vurdert og det er usikkert hvordan disse vil måtte tilpasses et kontinuerlig system.

11 Referanser

- [1] S. S. Strand, «Norges lengste elementbrubjelker straks klare til forhåndsgodkjenning,» 2019. [Internett]. Available: <http://www.bygg.no/article/1381055>. [Funnet 22 Februar 2019].
- [2] FN-sambandet 2017, «Parisavtalen,» 2018. [Internett]. Available: <https://www.fn.no/Om-FN/Avtaler/Miljoe-og-klima/Parisavtalen>. [Funnet 5 5 2019].
- [3] I. L. Larsen, G. I. AAsbakken, R. O'Bryan, K. Vertes og R. T. Thorstensen, «Detemining the enviromental benefits of ultra high preformance concrete as a bridge construction material,» IOP Publishing, 2017.
- [4] E. BÅRSETH og K. BIRKELAND, «Bestandighet og holdninger til flerspenns prefabrikkerte brokonstruksjoner,» UiA, Grimstad, 2018.
- [5] Standard Norge, «Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» i *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016*, Standard Online, 2016.
- [6] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del1-1:Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger,» i *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019*, Standard Online, 2019.
- [7] Standard Norge, «Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del1-1: Allmenne regler og regler for bygninger,» i *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018*, Standard Online, 2018.
- [8] Statens Vegvesen, Håndbok N400 Bruprosjektering, Oslo: Vegdirektoratet, 2015.
- [9] Statens Vegvesen, Håndbok V426 Prefabrikkerte brubjelker, Oslo: Vegdirektoratet, 2019.
- [10] Norsk Betongforening, «Norsk Betongforening,» 1981. [Internett]. Available: <https://betong.net/wp-content/uploads/NB-publikasjon-nr.-10.pdf>. [Funnet 12 Januar 2019].
- [11] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer,» i *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010*, Standard Online, 2010.
- [12] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner, Bergen: Fagbokforlaget, 2013.
- [13] Statens Vegvesen, «Bruprosjektering-09 NOT bruer,» i *Håndbok 100*, Oslo, Vegdirektoretet, 1990.
- [14] Statens Vegvesen, «Bruhåndbok 3 - Elementbruer,» i *Håndbok 100*, Oslo, Vegdirektoratet, 2002.
- [15] Autodesk Inc., «Robot Structural Analysis Professional,» 2019. [Internett]. Available: <https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview>.
- [16] NORCEM, «HETT'97,» 2019. [Internett]. Available: <https://www.norcem.no/no/Hett97>.
- [17] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laste Vindlaster,» i *NS-EN 1991-1-4:2005+NA2009*, Standard Online, 2009.

- [18] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster Termiske påvirkninger,» i *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008*, Standard Online, 2008.
- [19] Statens Vegvesen, Håndbok R412 Bruklassifisering, Vegdirektoratet, 2014.
- [20] «Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.),» 2017. [Internett]. Available: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-11-17-1900>.
- [21] Statens Vegvesen, «Rapport Nr. 668 Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer,» Vegdirektoratet, 2017.
- [22] Statens Vegvesen, «Vegvesen,» 2017. [Internett]. Available: https://www.vegvesen.no/_attachment/1579014/binary/1215493?fast_title=NA-rundskriv+2017%2F09+-+Rettelsesblad+til+h%C3%A5ndbok+N400+Bruprosjektering.pdf. [Funnet 2019].
- [23] U. D. Indgaard, Analyse og kapasitetskontroll av betongelementbru med omfattende korrosjonsskader, Trondheim: NTNU, 2018.
- [24] A. Fossum, H. H. Halsnes og V. Hyseni, Kapasitetskontroll av korrosjonsskadet betongelementbru, Trondheim: NTBU, 2017.

12 Vedlegg

Levert i egen mappe.

- Model Egenlast
- Model Termisk last
- Model Trafikklast
- Model Vindlast
- Vedlegg 1: Kvelluren bru
- Vedlegg 2: NTB, KTB og platetverrsnitt
- Vedlegg 3: Tverrsnitt
- Vedlegg 4: Termisk påvirkning
- Vedlegg 5: Vindlaster
- Vedlegg 6: Kryptall, E-modul og materialstivhet
- Vedlegg 7: Tverrsnittsparametere
- Vedlegg 8: Tap av spennkraft
- Vedlegg 9: Omlagring av moment
- Vedlegg 10: Oppspenningstilstand
- Vedlegg 11: Momentkapasitet
- Vedlegg 12: Skjærkapasitet
- Vedlegg 13: Spenningstilstand
- Vedlegg 14: Nytt tverrsnitt
- Vedlegg 15: Rotasjon og deformasjon
- Vedlegg 16: Lastkombinasjoner
- Vedlegg 17: Møtereferater